



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

DESENVOLVIMENTO E CALIBRAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS PARA ANÁLISES SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos Professores Humberto Salazar Amorim Varum e Aníbal Guimarães da Costa da Secção Autónoma de Engenharia Civil da Universidade do Aveiro

Dezembro de 2005

Aos meus avós, pelo exemplo,

Aos meus pais, pelo apoio

À minha namorada, pela dedicação

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	i
AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
RÉSUMÉ.....	ix
ÍNDIC DO TEXTO.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xix
ÍNDICE DE TABELAS	xxvi
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	1.1
CAPÍTULO 2 – COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	2.1
CAPÍTULO 3 – MODELAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS ALVENARIA DE EN- CHIMENTO NO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO	3.1
CAPÍTULO 4 – MODELO DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR EM CORTE DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	4.1
CAPÍTULO 5 – INTERFACE GRÁFICO DE PRÉ E PÓS-PROCESSAMENTO DE DADOS	5.1
CAPÍTULO 6 – CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	6.1
CAPÍTULO 7 – EXEMPLO DE APLICAÇÃO	7.1
CAPÍTULO 8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E ACÇÕES FUTURAS	8.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	R.1
ANEXO 1 - DETERMINAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ COM CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE CORTE E DO VECTOR DAS FORÇAS DO MACRO-ELEMENTO	AI.1

AGRADECIMENTOS

Nesta recta final, seria inevitável uma reflexão sobre todos aqueles que, de uma forma directa ou indirecta contribuíram para a obtenção do produto final que constitui esta Dissertação

Sendo este um trabalho de carácter individual, resultante do esforço pessoal, a colaboração que me foi prestada assumiu um papel essencial. Por isso, gostaria de aqui expressar o meu reconhecimento a todos quantos me ajudaram no decurso desta caminhada.

Assim, começaria por agradecer ao Professor Humberto Varum, a sua amizade, dedicação e disponibilidade, assim como as linhas orientadoras e consequente acompanhamento e ensinamentos que sempre disponibilizou.

Ao Professor Aníbal Costa, pela sua orientação, disponibilidade, apoio e pela partilha de conhecimentos sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Ao Eng. Xavier Romão, gostaria de expressar, igualmente o meu apreço e a minha gratidão, pelos ensinamentos transmitidos e pelo incentivo e apoio dado durante a elaboração deste trabalho.

Um agradecimento especial ao Eng. Romeu Vicente, pelas conversas e palavras de coragem nos momentos menos bons, assim como no apoio nesta recta final.

Um agradecimento especial a todos os colegas do 19º Curso de Mestrado e em especial aos que muito conviveram comigo na sala de mestrado e que desde o primeiro contacto, procuraram, de uma forma humilde e desinteressada, integra-me no ambiente familiar que se vive neste grupo partilhando conhecimentos e amizade.

Aos meus amigos que de uma forma directa ou indirecta me apoiaram na realização deste trabalho, em especial o David Cartaxo pelo incansável apoio e ajuda.

À minha Família em especial à minha bisavó, avós, aos meus pais e irmão, pela forma insuperável como me acompanharam e ajudaram, e sem os quais este trabalho não teria sido possível.

Finalmente, um agradecimento muito especial à minha namorada, Marisa Lousada, pela compreensão, carinho, paciência e incondicional apoio que sempre demonstrou.

A todos aqui deixo a minha mais profunda gratidão

RESUMO

Este trabalho incidiu sobre a implementação de novos modelos numéricos para a simulação dos painéis de alvenaria de enchimento em pórticos de betão armado e um modelo para a representação do comportamento não-linear em corte de elementos de betão armado num programa de cálculo existente de análise não-linear de estruturas.

Focaram-se as motivações que levaram à realização deste trabalho, com a análise de vários acidentes sísmicos recentes, cujas causas estão directamente relacionadas com a participação das alvenarias de enchimento e com os problemas de corte em elementos de betão armado.

Após uma revisão bibliográfica dos modelos existentes, foi desenvolvido e implementado um macro-modelo de comportamento histerético não-linear, para a representação da influencia dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta sísmica de edifícios de betão armado. Foi implementado um modelo histerético que representa a não linearidade em corte de elementos de betão armado.

Foi desenvolvido uma interface gráfico em ambiente WindowsTM que permitiu, por um lado, a introdução dos dados necessários às análises, e por outro, constituiu uma plataforma robusta de visualização e tratamento de resultados dos modelos numéricos utilizados.

Efectuaram-se várias análises numéricas para calibração dos modelos não-lineares implementados, com recurso a resultados de ensaios experimentais reais, de forma a demonstrar as capacidades dos modelos introduzidos no programa de cálculo

Foi realizada uma análise de vulnerabilidade sísmica de um edifício representativo da arquitectura moderna, localizado em Lisboa, de forma em primeiro lugar a demonstrar a aplicabilidade do programa de cálculo na avaliação da segurança sísmica de edifícios e por outro, para estudar a vulnerabilidade sísmica de uma tipologia de edifícios muito frequente na área metropolitana de Lisboa.

ABSTRACT

The main scope of this work is on the implementation of new numeric models for the simulation of masonry infill panels of concrete frames and the development of a model for the representation of the non-linear behaviour in shear of concrete elements using an existent program of calculation of non-linear analysis of structures.

The main motivations that lead to the accomplishment of this work, with the analysis of several recent seismic events and damages, whose causes are directly related with the participation of the infill masonries and with the shear problems in reinforced concrete elements.

After a bibliographical revision of the existent models, it was developed and implemented a macro-model of non-linear hysteric behaviour, to represent the influence of the infill masonry panels in the seismic response of concrete framed buildings. The implemented a hysteretic model represents the non-linearity in shear of reinforced concrete elements.

An graphical interface was developed in WindowsTM environment that allowed, on one hand, the introduction of the necessary data need for the analyses, and on the other, it constituted a strong platform of visualization and pos-processing of results of the used numeric models.

Several numeric analyses were carried out for the calibration of the implemented non-linear models, with resource to results of experimental data, permitting to show the capabilities of such models introduced in the calculation program.

An analysis of seismic vulnerability of a building characteristic of the modern architecture, located in city of Lisbon, to reveal the applicability of the calculation program on the evaluation of the seismic safety of buildings and also to undertake a better knowledge on the seismic vulnerability of this frequent typology of buildings in the metropolitan area of city of Lisbon.

RÉSUMÉ

Ce Travail est basé sur la mise en oeuvre, de nouveaux modèles numériques pour la simulation des panneaux de maçonnerie de remplissage dans portiques de béton armé et un modèle pour la représentation du comportement non linéaire en coupe d'éléments de béton armé dans un programme de calcul existant d'analyse non linéaire de charpentes.

Ont été focalisées les motivations qui ont emmené à la réalisation de ce travail, avec l'analyse de plusieurs accidents sismiques récents, dont les causes liées directement à la participation des maçonneries de remplissage et aux problèmes de coupe dans éléments de béton armé.

Après une révision bibliographique des modèles existants, a été développé et mis en oeuvre une macro modèle de comportement hystérésis non linéaire, pour la représentation de l'influence des panneaux de maçonnerie de remplissage dans la réponse sismique de bâtiments en béton armé. A été mis en oeuvre un modèle hystérésis qui représente la non linéarité dans coupe d'éléments de béton armé.

A été développé une interface graphique en environnement Windows qu'a permis, d'une part, l'introduction des données nécessaires aux analyses, et d'autre part, a constitué une plate-forme robuste de visualisation et un traitement de résultats des modèles numériques utilisés.

Ont été effectués plusieurs analyses numériques pour le calibrage des modèles non linéaires mis en oeuvre, avec recours à des résultats d'essais expérimentaux réels, de manière à démontrer les capacités des modèles introduits dans le programme de calcul.

A été réalisée une analyse de vulnérabilité sismique d'un bâtiment représentatif de l'architecture moderne, localisé à Lisbonne, de manière à démontrer en premier lieu l'applicabilité du programme de calcul dans l'évaluation de la sécurité sismique de bâtiments et d'autre part, pour étudier la vulnérabilité sismique d'une typologie de bâtiments très fréquente dans le secteur métropolitain de Lisbonne.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1 INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

1.1	Considerações Gerais.....	1.1
1.2	Objectivos da Dissertação	1.2
1.3	Estrutura da Dissertação	1.3

Capítulo 2 COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.1	Introdução	2.1
2.2	Efeitos da Acção Sísmica Em Estruturas de Betão Armado	2.2
2.2.1	Considerações gerais	2.2
2.2.2	Resposta sísmica de estruturas de betão armado	2.2
2.2.3	Casos frequentes de danos e colapsos em edifícios de betão armado	2.3
2.2.4	Influencia dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta sísmica de estruturas de betão armado	2.6
2.2.5	O corte no comportamento sísmico das estruturas	2.7
2.3	Programa PORANL	2.10
2.3.1	Modelo de comportamento em flexão	2.10
2.3.2	Modelo de dano	2.12
2.4	Considerações Finais	2.14

Capítulo 3 MODELAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

3.1	Introdução	3.1
3.2	Influencia dos painéis de alvenaria de enchimento em estruturas de betão armado sujeitas a acções horizontais	3.2
3.3	Modelação do comportamento estrutural de painéis de alvenaria de enchimento.....	3.5
3.4	Modelo da Dupla Biela Equivalente	3.7
3.5	Descrição do Modelo Global Proposto	3.11
3.6	Comportamento Histerético dos painéis de alvenaria	3.13
3.6.1	Introdução	3.13
3.6.2	Regras de histerese	3.14
3.7	Estimativa Empírica dos parâmetros da curva de comportamento	3.20

Capítulo 4 MODELO DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR EM CORTE DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

4.1	Introdução	4.1
4.2	Influencia dos fenómenos de corte em elementos estruturais sujeitos a acções horizontais	4.2
4.3	Modelação do comportamento não-linear em corte de elementos de betão armado	4.3
4.4	Macro-Modelo Implementado	4.5
4.4.1	Introdução	4.5
4.4.2	Descrição do macro-modelo	4.6
4.4.3	Matriz de rigidez	4.8

4.4.4	Comprimento de rótula plástica	4.9
4.4.5	Comportamento em corte e flexão	4.10
4.5	Comportamento histerético	4.10
4.5.1	Introdução	4.10
4.5.2	Regras de Histerese	4.10

Capítulo 5 INTERFACE GRÁFICO DE PRÉ E PÓS-PROCESSAMENTO DE DADOS

5.1	Considerações gerais	5.1
5.2	Descrição da Plataforma VisualANL	5.2
5.2.1	Introdução	5.2
5.3	Manipulação Gráfica	5.4
5.3.1	Menu Principal do Programa	5.4
5.3.2	Barra de ferramentas	5.6
5.3.3	PAN e ZOOM	5.6
5.3.4	Opções de Visualização	5.7
5.3.5	Seleção de Barras e Nós	5.8
5.3.6	Cores	5.10
5.4	Pré-Processamento	5.10
5.4.1	Geração da Geometria	5.11
5.4.2	Definição das características dos elementos de barra	5.12
5.4.2.1	Secções com comportamento linear em flexão.....	5.12
5.4.2.2	Secções com comportamento não-linear em flexão	5.12
5.4.2.3	Obtenção das curvas de comportamento não-lineares em flexão	5.13
5.4.2.4	Secções com comportamento não-linear em corte	5.17
5.4.2.5	Definição das propriedades geométricas e materiais dos elementos de barra	5.17

5.4.3	Definição das características dos painéis de alvenaria	5.18
5.4.3.1	Definição dos painéis de alvenaria	5.18
5.4.3.2	Materiais tipo dos painéis de alvenaria	5.19
5.4.4	Restrição de deslocamentos nodais (apoios)	5.20
5.4.5	Cargas Estáticas	5.21
5.5	Cálculo	5.21
5.5.1	PREPOR	5.22
5.5.2	Frequência próprias e modos de vibração	5.23
5.5.3	Análise estática	5.24
5.5.4	Análise não-linear com deslocamentos impostos	5.24
5.5.5	Análise dinâmica não-linear.....	5.25
5.6	Visualização de Resultados	5.26
5.6.1	Deformada	5.26
5.6.2	Diagramas de esforços	5.28
5.6.3	Índice de Dano	5.30
5.6.4	Evoluções	5.31
5.6.5	Resultados globais por piso	5.32
5.7	Considerações Finais	5.34

Capítulo 6 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

6.1	Introdução	6.1
6.2	Pórtico de um piso e um vão	6.2
6.2.1	Introdução	6.2
6.2.2	Descrição do ensaio experimental	6.2
6.2.3	Calibração dos parâmetros utilizados no modelo numérico	6.4
6.2.4	Comparação dos resultados numéricos com resultados experimentais	6.6

6.2.5	Observações Finais	6.7
6.3	Pórtico plano de 4 pisos	6.7
6.3.1	Introdução	6.7
6.3.2	Descrição dos ensaios experimentais	6.9
6.3.3	Descrição do pórtico em estudo	6.9
6.3.4	Caracterização dos pórticos simulados	6.11
6.3.4.1	Elementos de betão armado	6.11
6.3.4.2	Elementos de Alvenaria	6.13
6.3.5	Cargas verticais, massa, amortecimento viscoso e acção sísmica	6.14
6.3.6	Frequência e modos de vibração	6.16
6.3.7	Calibração do pórtico sem alvenaria	6.18
6.3.8	Calibração do pórtico com alvenaria	6.24
6.3.9	Comentários finais	6.30
6.4	Pilar em corte	6.31
6.4.1	Introdução	6.31
6.4.2	Descrição do ensaio Experimental	6.31
6.4.3	Metodologia Utilizada	6.32
6.4.4	Modelo Utilizado	6.34
6.4.5	Resultados apenas com flexão	6.35
6.4.6	Resultados considerando flexão e corte	6.36
6.4.7	Conclusões	6.37

Capítulo 7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

7.1	Introdução	7.1
7.2	Descrição do edifício	7.2
7.3	Contextualização arquitectónica	7.4

7.4	Descrição estrutural	7.5
7.4.1	Dimensões do edifício	7.6
7.4.2	Plantas estruturais	7.7
7.4.3	Pilares e vigas	7.9
7.4.4	Outros elementos estruturais	7.11
7.4.4.1	Junta de dilatação	7.11
7.4.4.2	Caixa de escadas e ascensores	7.12
7.5	Peças desenhadas e escritas	7.12
7.6	Inspecção	7.15
7.7	Modelação	7.17
7.7.1	Modelo transversal e longitudinal	7.17
7.7.2	Características adoptadas para os materiais	7.19
7.7.3	Cargas estáticas, amortecimento e massa	7.20
7.7.4	Secções de betão armado com comportamento linear e não-linear	8.21
7.7.5	Propriedades da alvenaria	7.22
7.7.6	Acção sísmica	7.22
7.8	Análise e interpretação dos resultados	7.25
7.8.1	Frequências e modos de vibração	7.25
7.8.2	Resultados das análises dinâmicas não-lineares	7.26
7.8.3	Verificação da segurança	7.33
7.9	Conclusões	7.36

Capítulo 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS E ACÇÕES FUTURAS

8.1	Considerações finais	8.1
8.2	Acções Futuras	8.4

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	R.1
ANEXO I - DETERMINAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ COM CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE CORTE E DO VECTOR DAS FORÇAS DO MACRO ELEMENTO	AI.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2 INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Figura 2.1	Ductilidade Dos Pilares (Ken Fowler, 1991).....	2.3
Figura 2.2	Pilares de betão armado com inadequada armadura de esforço transverso (Saatcioglu et al., 1999)	2.4
Figura 2.3	Pormenorização deficiente das armaduras (Koeri, 1999).....	2.4
Figura 2.4	Rotura em pilares por flexão (Ta-Liang Teng, 1991).....	2.4
Figura 2.5	Mecanismos soft-storey (Sezen, 1999).....	2.5
Figura 2.6	Mecanismo viga forte-pilar fraco (Karaesmen et al, 1992).....	2.6
Figura 2.7	Danos em edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento (Varum, 2003).....	2.6
Figura 2.8	Mecanismos pilar curto causados por: aberturas de janela, colapso parcial das paredes de alvenaria e patamares intermédios de escadas (Varum, 2003)	2.7
Figura 2.9	Danos em paredes estruturais (Bingöl, 2003).....	2.8
Figura 2.10	Mecanismos tipo pilar curto (Bingöl, 2003).....	2.8
Figura 2.11	Danos em pilares (Bingöl, 2003)	2.9
Figura 2.12	Resistência inadequada dos nós viga-pilar (Varum, 2003).....	2.9
Figura 2.13	Regras de histerese associadas ao modelo não-linear em flexão (Varum, 1996)	2.10
Figura 2.14	Curva base de comportamento tri-linear para cada sentido, (Varum, 1996) 2-11	
Figura 2.15	Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996)	2.12

Capítulo 3 MODELAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

Figura 3.1	Comportamento monolítico conjunto	3.3
Figura 3.2	Separação entre pórtico e alvenaria	3.4
Figura 3.3	Modos de rotura da alvenaria.....	3.5
Figura 3.4	Exemplos de miro-modelação.....	3.7
Figura 3.5	Analogia do comportamento do pano de parede e a biela equivalente.....	3.8
Figura 3.6	Largura equivalente da biela	3.9
Figura 3.7	Modelo ilustrativo proposto, (El-Dakhkhnu et al., 2004)	3.10
Figura 3.8	Esquema do macro-modelo proposto para alvenaria	3.11
Figura 3.9	Parâmetros de identificação da curva base de comportamento para um sentido genérico.....	3.12
Figura 3.10	Curva base para os dois sentidos.....	3.13
Figura 3.11	Regras de histerese do modelo implementado (Rodrigues et al, 2005)....	3.14
Figura 3.12	Regras de descarga do modelo implementado	3.16
Figura 3.13	Regras de histerese do modelo implementado com efeito de “pinching”.	3.17
Figura 3.14	Regras de histerese do modelo implementado com degradação de resistência	3.20
Figura 3.15	Esquema do modelo utilizado	3.21

Capítulo 4 MODELO DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR EM CORTE DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Figura 4.1	Macro-modelo proposto por Linde (1993).....	4.4
Figura 4.2	Macro-modelo proposto por Filippou et al. (1992).....	4.5
Figura 4.3	Macro-elemento de barra com seis graus de liberdade (Varum, 1996)	4.6
Figura 4.4	Parâmetros de identificação da curva-base de comportamento para um sentido genérico.....	4.7
Figura 4.5	Curva base para os dois sentidos.....	4.8

Figura 4.6	Elemento de barra definido pela associação de três sub-elementos com diferentes características geométricas e mecânicas	4.9
Figura 4.7	Regras de histerese do modelo implementado.....	4.11
Figura 4.8	Recarga	4.12
Figura 4.9	Efeito de “pinching”	4.13
Figura 4.10	Regras de histerese do modelo implementado com degradação de resistência.....	4.15

Capítulo 5 INTERFACE GRÁFICO DE PRÉ E PÓS-PROCESSAMENTO DE DADOS

Figura 5.1	Programa VisualANL	5.2
Figura 5.2	Menu principal.....	5.4
Figura 5.3	Barra de ferramentas	5.6
Figura 5.4	Janela com opções de visualização	5.7
Figura 5.5	Representação da numeração de nós e elementos de barra	5.8
Figura 5.6	Propriedades de um elemento de barra	5.9
Figura 5.7	Propriedades de um nó.....	5.9
Figura 5.8	Janela de definição de cores.....	5.10
Figura 5.9	Definição da geometria da estrutura	5.11
Figura 5.10	Exemplo da visualização de uma estrutura.....	5.11
Figura 5.11	Definição das secções-tipo com comportamento linear	5.12
Figura 5.12	Definição das secções-tipo com comportamento não-linear	5.13
Figura 5.13	Janela principal do BIAX	5.14
Figura 5.14	Definição da distribuição da armadura longitudinal.....	5.15
Figura 5.15	Definição da armadura longitudinal	5.15
Figura 5.16	Definição dos dados para a análise	5.16
Figura 5.17	Visualização e tratamento de resultados	5.16
Figura 5.18	Definição das secções-tipo com comportamento não-linear em corte	5.17
Figura 5.19	Definição das propriedades dos elementos	5.18
Figura 5.20	Adição dos painéis de alvenaria (por indicação dos nós)	5.19

Figura 5.21	Adição de painéis de alvenaria (com o rato)	5.19
Figura 5.22	Definição da curva de comportamento dos painéis de alvenaria	5.20
Figura 5.23	Definição das condições de apoio	5.20
Figura 5.24	Definições das cargas estáticas	5.21
Figura 5.25	Janela de interface para o cálculo das frequências.....	5.23
Figura 5.26	Representação de um modo de vibração de uma estrutura	5.24
Figura 5.27	Leitura da lei de deslocamentos impostos.....	5.25
Figura 5.28	Dados necessários para a análise dinâmica.....	5.25
Figura 5.29	Leitura e correcção do acelerograma	5.26
Figura 5.30	Deformada da estrutura.....	5.27
Figura 5.31	Deformada no referencial local de uma barra.....	5.27
Figura 5.32	Diagramas de momentos na estrutura	5.28
Figura 5.33	Diagramas de esforços	5.29
Figura 5.34	Diagrama de esforços de uma barra (N, V, M).....	5.29
Figura 5.35	Representação do índice de dano na estrutura em cada elemento com comportamento não-linear	5.30
Figura 5.36	Mapa de cores para representação do índice de dano na estrutura	5.31
Figura 5.37	Gráfico momento-curvatura de uma secção.....	5.31
Figura 5.38	Gráfico de evolução dos deslocamentos no tempo de um nó	5.32
Figura 5.39	Janela para definição de pisos.....	5.32
Figura 5.40	Visualização dos resultados de piso.....	5.33
Figura 5.41	Exemplos de representação dos resultados de piso Corte vs Drift de um piso	5.34

Capítulo 6 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Figura 6.1	Esquema do ensaio realizado por Pires (1994)	6.3
Figura 6.2	Características geométricas do pórtico estudado	6.3
Figura 6.3	Lei de deslocamentos imposta ao modelo.....	6.4
Figura 6.4	Relação momento-curvatura para caracterização do comportamento não linear dos pilares.....	6.5

Figura 6.5	Relação força-deslocamento utilizada no modelo para caracterização do comportamento não-linear da alvenaria.....	6.5
Figura 6.6	Comparação da evolução da força no tempo, dos resultados numéricos e experimentais	6.6
Figura 6.7	Comparação da curva global Shear-Drift entre os resultados numéricos e experimentais	6.6
Figura 6.8	Comparação da curva de evolução da dissipação de energia experimental e numérica ao longo do ensaio	6.7
Figura 6.9	Pórtico ensaiado no âmbito do projecto ICONS (Varum, 2003).....	6.8
Figura 6.10	Características geométricas do pórtico em estudo sem alvenaria.....	6.10
Figura 6.11	Características geométricas do pórtico em estudo com alvenaria	6.11
Figura 6.12	Alvenarias utilizada	6.14
Figura 6.13	Cargas estáticas consideradas no modelo numérico	6.15
Figura 6.14	Acelerograma utilizado na modelação do pórtico sem alvenaria	6.16
Figura 6.15	Acelerograma utilizado na modelação do pórtico com alvenaria.....	6.16
Figura 6.16	Frequências e modos de vibração	6.17
Figura 6.17	Evolução dos deslocamentos de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.19
Figura 6.18	Evolução do drift de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.20
Figura 6.19	Evolução do corte de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.21
Figura 6.20	Corte versus drift de piso (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.22
Figura 6.21	Energia dissipada ao nível do piso (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.22
Figura 6.22	Deslocamento de topo versus corte do 1º de piso.....	6.23
Figura 6.23	Energia total dissipada	6.23
Figura 6.24	Perfil de drift máximo	6.23
Figura 6.25	Perfil de corte máximo.....	6.23
Figura 6.26	Evolução dos deslocamentos de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.25
Figura 6.27	Evolução do drift de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.26
Figura 6.28	Evolução do corte de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.27
Figura 6.29	Corte versus drift de piso (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.28
Figura 6.30	Energia dissipada ao nível do piso (1º, 2º, 3º e 4º piso).....	6.28
Figura 6.31	Deslocamento de topo versus corte do 1º de piso.....	6.29
Figura 6.32	Energia total dissipada	6.29

Figura 6.33	Perfil de drift máximo	6.29
Figura 6.34	Perfil de corte máximo	6.29
Figura 6.35	Instrumentação instalada no pilar forte no primeiro e segundo piso (Varum, 2003)	6.32
Figura 6.36	Evolução do corte do piso 1 do pilar 2 no tempo.....	6.34
Figura 6.37	Esquema do modelo utilizado	6.24
Figura 6.38	Lei de deslocamento horizontal aplicada no topo do pilar.....	6.35
Figura 6.39	Lei de rotações aplicada no topo do pilar	6.35
Figura 6.40	Evolução do corte ao longo do ensaio só com não-linearidade em flexão.....	6.36
Figura 6.41	Relação corte vs deslocamento em flexão só com não-linearidade em flexão	6.36
Figura 6.42	Evolução do esforço de corte ao longo do tempo considerando flexão e corte.....	6.37
Figura 6.43	Relação corte vs deslocamento considerando corte e flexão	6.37

Capítulo 7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Figura 7.1	Placas sísmicas (SPES, 2005) 7.1	7.1
Figura 7.2	Imagens aéreas dos edifícios (DigitalGlobe, 2005)	7.3
Figura 7.3	Fotos do edifício: a) Construção b) Fachada c) perspectiva	7.3
Figura 7.4	Villa Savoye – Obra de Le Corbusier 1929 (Corner and e Young, 2005)..	7.5
Figura 7.5	Esquema e dimensões do pórtico-tipo	7.6
Figura 7.6	Dimensões do edifício em planta.....	7.6
Figura 7.7	Planta estrutural do piso de entradas (R/C).....	7.7
Figura 7.8	Planta estrutural dos andares inferiores (1º,3º,5º,7º).....	7.8
Figura 7.9	Planta estrutural dos andares superiores (2º,4º,6º,8º).....	7.8
Figura 7.10	Planta estrutural do terraço	7.9
Figura 7.11	Quadro de Pilares	7.9
Figura 7.12	Quadro de Vigas do Pórtico A	7.10
Figura 7.13	Quadro de Vigas Pórticos B e C	7.11
Figura 7.14	Pormenor da Junta de Dilatação.....	7.11

Figura 7.15	Localização das Juntas de Dilatação.....	7.12
Figura 7.16	Fotos da Inspeção: a) esclerómetro de Schmidt b) Detecção de armadurasc) Registo de acelerações	7.15
Figura 7.17	Pontos de medição de acelerações para identificação das frequências.....	7.16
Figura 7.18	Definição das direcções estudadas.....	7.17
Figura 7.19	Modelo global para análise da estrutura na direcção transversal (Y).....	7.18
Figura 7.20	Modelo global para análise da estrutura na direcção longitudinal (X).....	7.19
Figura 7.21	Macro-elemento para elementos de betão armado	7.21
Figura 7.22	Acelerograma A.....	7.23
Figura 7.23	Origem considerada para a geração dos sismos da família B e C (Carvalho et al, 2005)	7.23
Figura 7.24	Acelerograma B	7.24
Figura 7.25	Acelerograma C	7.25
Figura 7.26	1º Modo de vibração em cada direcção	7.26
Figura 7.27	Sismo A: direcção transversal, envolventes de deslocamento, perfis de drift e corte.....	7.27
Figura 7.28	Sismo B: direcção transversal, envolventes de deslocamento, perfis de drift e corte.....	7.27
Figura 7.29	Sismo C: direcção transversal, envolventes de deslocamento, perfis de drift e corte.....	7.28
Figura 7.30	Sismo A: direcção longitudinal, envolventes de deslocamento, perfis de drift e corte.....	7.28
Figura 7.31	Sismo B: direcção longitudinal, envolventes de deslocamento, perfis de drift e corte.....	7.29
Figura 7.32	Sismo C: direcção longitudinal, envolventes de deslocamento, perfis de drift e corte.....	7.29
Figura 7.33	Evolução do drift na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção transversal	7.30
Figura 7.34	Evolução do esforço de corte na base com o aumento da intensidade sísmi- ca, direcção transversal	7.31
Figura 7.35	Evolução do deslocamento no topo do edifício com o aumento da intensida- de sísmica, direcção transversal.....	7.31

Figura 7.36	Evolução do drift na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal	7.32
Figura 7.37	Evolução do esforço de corte na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal	7.32
Figura 7.38	Evolução do deslocamento no topo do edifício com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal	7.33
Figura 7.39	Evolução do drift na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal	7.35
Figura 7.40	Evolução do drift na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção transversal	7.35

ANEXO I DETERMINAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ COM CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE CORTE E DO VECTOR DAS FORÇAS DO MACRO ELEMENTO

Figura AI.1	Macro-elemento definido pela associação de três sub-elementos	AI.1
Figura AI.2	Direcções a explicitar	AI.3

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 6 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Tabela 6.1	Parâmetros do modelo histerético para os pilares do pórtico	6.4
Tabela 6.2	Parâmetros do modelo histerético para parede de alvenaria.....	6.5
Tabela 6.3	Características mecânicas das secções de betão armado do pórtico em estudo	6.12
Tabela 6.4	Características geométricas e armadura das secções dos pilares do pórtico em estudo	6.12
Tabela 6.5	Características Geométricas das vigas do pórtico em estudo	6.13

Capítulo 7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Tabela 7.1	Frequências registadas (Hz).....	7.17
Tabela 7.2	Propriedades mecânicas do betão	7.20
Tabela 7.3	Propriedades mecânicas do aço	7.20
Tabela 7.4	Acelerações de pico	7.24
Tabela 7.5	Frequências naturais para as direcções X e Y.....	7.25
Tabela 7.6	Limites de Drift de acordo com o ATC-40.....	7.33
Tabela 7.7	Limites de Drift de acordo com o VISION-2000	7.34
Tabela 7.8	Matriz de objectivos básicos de desempenho para edifícios de betão armado de acordo com o VISION-2000 (1995)	7.34

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO, OBJECTIVOS E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As consequências catastróficas de sismos recentes quer em termos de prejuízos económicos quer a nível das perdas humanas, tem sensibilizado a sociedade em geral e a comunidade científica em particular, levando ao desenvolvimento de métodos de análise e dimensionamento de estruturas bem como à investigação de técnicas de reforço, de forma a reduzir os prejuízos provenientes de acções sísmicas.

Ao longo dos anos a segurança das estruturas face à acção sísmica era encarada de uma forma simplificada. Por um lado, devido às dificuldades associadas aos modelos numéricos complexos, por outro, devido à reduzida oferta de ferramentas que tornassem viável a utilização desses modelos.

A regulamentação aponta as análises elásticas lineares e análises dinâmicas modais, por espectros de resposta como análises de referência para a verificação da resposta sísmica de estruturas novas. No entanto, na regulamentação europeia em desenvolvimento (EC8, 2003) as análises não-lineares estáticas e dinâmicas são apontadas como análises de referência, sendo estas últimas consideradas como as que permitem caracterizar com maior rigor o comportamento das estruturas embora se revelem muito complexas e pouco práticas para o dimensionamento corrente de estruturas.

Os grandes desenvolvimentos da capacidade de cálculo dos computadores pessoais, tornaram estes, numa ferramenta indispensável em qualquer projecto de estruturas. Os constantes avanços da tecnologia e o desenvolvimento de novos modelos de análise possibilitam o uso frequente de métodos avançados e fiáveis, de entre os quais os métodos de cálculo com recurso a análises não-lineares.

Os modelos de análise não-linear dependem normalmente de um elevado número de parâmetros para caracterizar a estrutura e o comportamento dos materiais constituintes. Por outro lado, geram muitos resultados, ainda mais tratando-se de análises não-lineares dinâmicas, que geram muito mais informação, pelo que seria útil o recurso às ferramentas gráficas por parte do utilizador no pré e pós-processamento, para que de forma cómoda e intuitiva desenvolva o modelo estrutural e visualize quer a introdução de dados quer os resultados da análise de forma rápida e clara.

1.2 OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho teve como principal objectivo desenvolver e calibrar modelos para a análise sísmica de edifícios de forma a complementar um programa de análise não-linear em flexão de pórticos planos (PORANL) disponível.

Por um lado foi o primeiro objectivo deste trabalho melhorar o programa de cálculo PORANL com a implementação de novos modelos. Por outro, foi desenvolvido uma interface gráfico para introdução de dados e visualização de resultados, que veio dar um grande contributo na facilidade de geração de novos problemas e compreensão, interpretação e tratamento dos resultados.

Foram desenvolvidos e implementados dois modelos histeréticos de comportamento não-lineares: um para simulação da participação das alvenarias de enchimento na resposta das estruturas e outro para ter em conta comportamento em corte de elementos de betão armado.

Os novos modelos implementados no programa de cálculo foram calibrados com recurso a resultados de ensaios experimentais, o que permitiu verificar a aplicabilidade dos modelos para representação do comportamento de estruturas face a acções horizontais cíclicas.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em oito capítulos. Neste primeiro Capítulo é apresentada uma introdução e enquadramento do trabalho e são resumidos os objectivos principais deste trabalho.

No Capítulo 2 descreve-se, de forma sucinta, o programa de cálculo existente e são apresentadas as motivações que levaram à implementação dos novos modelos de comportamento, com base na análise de danos e patologias estruturais e não estruturais observadas em sismos recentes relacionadas com a participação das alvenarias de enchimento e com o comportamento em corte dos elementos de betão armado.

No Capítulo 3 apresenta-se o modelo desenvolvido e implementado no programa de cálculo para a contabilização da influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta global em pórticos de betão armado sujeitos a cargas cíclicas.

No Capítulo 4 descreve-se o modelo não-linear de comportamento em corte desenvolvido e implementado no programa de cálculo, de forma a simular o comportamento em corte de elementos de betão armado.

O Capítulo 5 é dedicado à descrição da interface gráfico desenvolvido para apoio ao programa de cálculo no pré e pós-processamento

No Capítulo 6 é demonstrada a calibração dos modelos implementados com recurso a resultados de ensaios à escala reduzida e à escala real, onde são validados o modelo histerético das paredes de alvenaria, apresentado no Capítulo 3 e o modelo de corte, apresentado no Capítulo 4.

No Capítulo 7 apresenta-se um exemplo de aplicação do programa a um edifício existente, em que foi avaliada a sua vulnerabilidade sísmica, com aplicação dos modelos desenvolvidos neste trabalho.

Finalmente, no Capítulo 8 apresentam-se as principais conclusões retiradas do presente trabalho e são referidas ainda algumas das possibilidades de desenvolvimento futuro.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se as motivações que levaram ao desenvolvimento deste trabalho. Em primeiro lugar são feitas algumas considerações sobre o comportamento das estruturas de betão armado face a acções sísmicas dando maior relevo aos problemas associados à influência dos painéis de alvenaria de enchimento (não estrutural) e ao corte. Todas estas considerações são ilustradas com imagens de danos ou colapsos típicos, de estrutura sujeitas a acções sísmicas, associados a estes fenómenos de comportamentos

Seguidamente é apresentada uma descrição do programa de cálculo PORANL, dos respectivos modelos de cálculo implementados e quais as suas capacidades na representação do comportamento sísmico das estruturas de betão armado

Na secção 2.2 é descrito, de uma forma simples, o comportamento das estruturas de betão armado face à acção sísmica, com especial incidência em danos associados aos fenómenos de corte e influência dos painéis de alvenaria de enchimento durante a ocorrência de sismos.

Na secção 2.3 apresenta-se o programa de cálculo PORANL, antes de terem sido implementados os modelos descritos neste trabalho, nomeadamente o modelo não-linear em flexão implementado por Varum (1996) e o modelo de dano implementado por Romão (2002).

2.2 EFEITOS DA ACÇÃO SÍSMICA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.2.1 Considerações gerais

A actividade sísmica que se tem verificado nos últimos anos, principalmente em zonas com uma grande densidade de construção, tem revelado nos danos ocorridos alguns problemas relacionados com o comportamento estrutural.

Estes problemas vêm reforçar a necessidade de aprofundar o conhecimento de modelos para caracterizar o comportamento das estruturas, por forma a poder prever o comportamento face a futuras acções sísmicas, podendo assim reformular a concepção estrutural e por conseguinte evitar que esses danos ocorram no futuro.

No que se segue é apresentado sumariamente as principais deficiências evidenciadas pelas estruturas durante a ocorrência de sismos recentes, dando especial atenção às deficiências do comportamento estrutural das construções ligadas à influência dos painéis de alvenaria, e aos problemas relacionados com o corte.

2.2.2 Resposta sísmica de estruturas de betão armado

O comportamento de estruturas de betão armado é influenciado pelas características de resistência e rigidez dos seus elementos estruturais. A resistência estrutural é proporcionada pela resistência de cada um dos elementos e pelo modo como estes interagem entre si (Oliveira, 1995).

Considerando o elevado grau de hiperstaticidade exibido por estas estruturas, a sua resposta inelástica é controlada pela capacidade de redistribuição de esforços resultantes do esgotamento da capacidade resistente nas zonas críticas e pela possibilidade dessas zonas

estarem aptas a deformar-se após esse esgotamento. Estas zonas críticas devem ser devidamente detalhadas, em termos de disposição de armadura, de modo a serem dotadas de capacidade dúctil superior à máxima exigência desencadeada pela acção dos sismos (Figura 2.1). No exemplo da Figura 2.1, demonstra-se um exemplo de um parque de estacionamento de 2500 lugares após o sismo em Northridge, no qual pode ser visto as fissuras dos pilares demonstrando uma elevada capacidade de deformação sem rotura dos pilares.



Figura 2.1 – Ductilidade dos pilares (Ken Fowler, 1991)

2.2.3 Casos frequentes de danos e colapsos em edifícios de betão armado

Os danos e colapsos de edifícios de betão armado sujeitos à acção sísmica aparecem associados a um elevado número de efeitos. Estes podem ser devidos às deficiências ligadas ao confinamento do betão com má pormenorização dos estribos e cintas, à falta de ductilidade das estruturas, à inadequada resistência ao corte e à flexão, às irregularidades em planta e em altura, à influência dos modos altos e aos mecanismos do tipo viga forte pilar fraco (Varum *et al.*, 2005).

Durante a ocorrência de um sismo, o colapso dos pilares, vigas e dos nós viga-pilar está geralmente relacionado com a falta ou pormenorização deficiente de armadura de esforço transversal e de confinamento (Figura 2.2).



Figura 2.2 – Pilares de betão armado com inadequada armadura de esforço transverso (Saatioglu *et al.*, 1999)

A inadequada pormenorização das amarrações e das emendas de armadura é uma deficiência frequente nas estruturas existentes (Figura 2.3). Esta má pormenorização está associada a sobreposições e amarrações de armaduras em locais sensíveis, como zonas de possível formação de rótulas plásticas; utilização de varões de elevado diâmetro; falta de confinamento nas zonas de amarração, etc.



Figura 2.3 – Pormenorização deficiente das armaduras (Koeri, 1999)

Em zonas de risco sísmico moderado a elevado, a escolha incorrecta do tipo de aço, da sua quantidade ou pormenorização deficiente pode introduzir um mau comportamento em flexão dos elementos verticais originando mecanismos de rotura prematuros das estruturas (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Rotura em pilares por flexão (Ta-Liang Teng, 1991)

As irregularidades em planta e em altura quer ao nível da geometria e massa quer ao nível quaisquer outras característica estrutural podem provocar um comportamento indesejado nas estruturas, por vezes difíceis de prever, e têm originado muitos danos e colapsos em estruturas de betão armado em sismos recentes. A experiência na observação das construções após a ocorrência de um sismo demonstra que edifícios simples e regulares exibem um melhor comportamento, enquanto que os sistemas estruturais complexos geralmente conduzem a sistemas com mau comportamento devido a deficiências ao nível do cálculo e/ou pormenorização das estruturas (Varum *et al.*, 2005).

As irregularidades de rigidez, resistência ou massa das estruturas, quer em planta, quer em altura, podem resultar em distribuições das forças horizontais e deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares (Moehle e Mahin, 1991).

Uma característica muito comum em edifícios de betão armado é a ausência de paredes de alvenaria nos pisos inferiores, por razões arquitectónicas ou por motivos de utilização dos espaços, por exemplo para comércio ou garagens. Esta irregularidade estrutural tem sido uma causa frequente de colapso, produzindo os chamados mecanismos de piso ou *soft-storey* (ver exemplos na Figura 2.5).



Figura 2.5 – Mecanismos de piso ou *soft-storey* (Sezen, 1999)

O mecanismo tipo viga forte-pilar fraco está presente em muitas estruturas existentes de betão armado (Figura 2.6), dimensionadas essencialmente para cargas verticais, produzindo estruturas com elementos horizontais (vigas) com maior resistência e rigidez que os elementos verticais (pilares). A regulamentação recente recomenda que no dimensionamento de estruturas, para garantir as exigências de ductilidade, as deformações em regime não-linear devem concentrar-se essencialmente ao nível das vigas e não nos pilares.



Figura 2.6 – Mecanismo viga forte-pilar fraco (Karaesmen *et al*, 1992)

2.2.4 Influencia do painéis de alvenaria de enchimento na resposta sísmica de estruturas de betão armado

As paredes de alvenaria de enchimento normalmente não são consideradas como elementos estruturais, ou seja, o seu dimensionamento e a sua participação na resposta das estruturas é desprezada. Os painéis de alvenaria de enchimento tradicionais são elementos com um comportamento frágil e podem modificar drasticamente a resposta estrutural, alterando a rigidez na estrutura, atraindo forças para elementos estruturais que não foram dimensionados de forma a resistir a estes esforços (Paulay e Priestley, 1992).

O facto das paredes de alvenaria não serem normalmente consideradas no dimensionamento de novas estruturas poderá alterar a resposta estrutural, para acções sísmicas, de forma significativa e, consequentemente, serão produzidos mecanismos de comportamento imprevistos que poderão provocar o colapso das estruturas quando sujeitas aos sismos (Exemplos na Figura 2.7).



Figura 2.7 – Danos em edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento (Varum, 2003)

Em muitas situações, as paredes de alvenaria não preenchem completamente toda a altura do andar, para incorporação de aberturas de janelas e portas, deixando uma parte do

pilar exposta o que origina maiores esforços de corte. Esta condição não é normalmente tida em conta no o cálculo das estruturas, o que potencia mecanismos de rotura por corte destes pilares, os chamados mecanismos de pilar curto ou *short-column* (Figura 2.8).

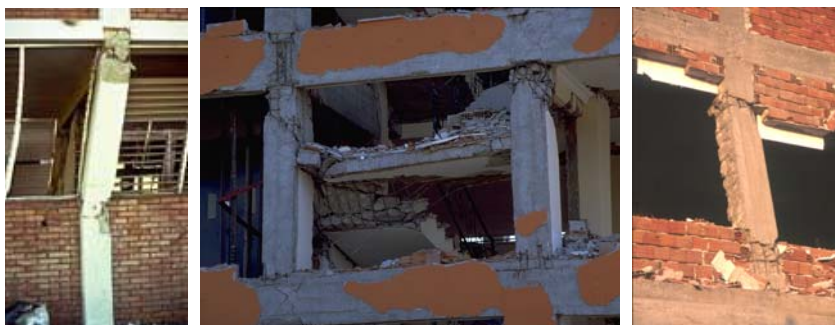


Figura 2.8 – Mecanismos pilar curto causados por: aberturas de janela, colapso parcial das paredes de alvenaria e patamares intermédios de escadas (Varum, 2003)

2.2.5 O corte no comportamento sísmico das estruturas

Durante a ocorrência de sismos de intensidade médio e alto, o nível das acções horizontais que afecta as estruturas é muito superior ao que normalmente é tido em conta no projecto. Este facto resulta particularmente em esforços de corte superiores à capacidade resistente das secções de betão armado.

As deficiências de capacidade resistente dos elementos estruturais ao corte estão associadas, muitas vezes, às interrupções da armadura longitudinal, principalmente em paredes de betão armado; à insuficiência de armadura transversal, produzindo um mau confinamento do betão; às dimensões insuficientes das secções; e à má pormenorização da armadura de esforço transversal, particularmente nas zonas de ligação entre os elementos (ver Figura 2.9).

A recente observação dos danos em edifícios de betão armado tem permitido constatar a importância das paredes estruturais no comportamento destes durante a ocorrência de sismos. De facto, verifica-se que, durante a ocorrência de um sismo, os danos registados em edifícios com paredes estruturais são em geral inferiores aos danos em edifícios que não têm este tipo de elementos, nomeadamente os edifícios com estruturas exclusivamente em pórtico. No entanto, e apesar do contributo positivo destes elementos, têm sido identifi-

cadass algumas deficiências no seu comportamento sísmico, relacionadas fundamentalmente com a sua resistência ao corte e com uma insuficiente ductilidade (Vila Pouca, 2001).



Figura 2.9 – Danos em paredes estruturais (Bingöl, 2003)

Outro problema relacionado com o corte em elementos de betão armado, já apresentado no ponto 2.3.4 deste capítulo, está relacionado com a formação de mecanismos tipo pilar-curtos (ver Figura 2.10), induzidos por aberturas nos painéis de alvenaria, ou por outros elementos estruturais, como escadas, que afectam o comportamento destes elementos. O facto dos pilares terem um desenvolvimento em altura inferior ao contabilizado em projecto, dá origem a um aumento dos esforços e deformações de corte não esperados em projecto.



Figura 2.10 – Mecanismos tipo pilar curto (Bingöl, 2003)

Outro problema relacionado com o corte, encontra-se muitas vezes em elemento verticais de betão armado (ver exemplo na Figura 2.11) e está relacionado com uma secção com resistência deficiente para resistir aos esforços de corte ou uma má pormenorização das armaduras, como um o espaçamento inadequado da armadura de esforço transverso.



Figura 2.11 – Danos em pilares (Bingöl, 2003)

Para garantir um bom desempenho estrutural face a acções sísmicas não é suficiente adoptar elementos com adequada resistência, rigidez e ductilidade, é também necessário garantir uma ligação eficiente entre estes elementos. Os nós que ligam os elementos estruturais podem sofrer perdas significativas na sua rigidez devido à inadequada da resistência ao corte ou ancoragem da armadura ao nó, podendo originar mecanismos de rotura relacionados com a inadequada armadura de confinamento ou ancoragem da armadura principal (ver exemplo na Figura 2.12).



Figura 2.12 – Resistência inadequada dos nós viga-pilar (Varum, 2003)

2.3 PROGRAMA PORANL

O programa PORANL, desenvolvido por Varum (1996), tem a capacidade de reproduzir o comportamento de pórticos planos em de betão armado sujeitas a cargas estáticas e/ou dinâmicas, considerando a não linearidade material para o comportamento em flexão dos elementos.

2.3.1 Modelo de comportamento em flexão

O modelo histerético não-linear em flexão é baseado no modelo de Takeda (Costa, 1989) e reproduz o comportamento de elementos de betão armado sujeitos a um carregamento repetido e alternado que é capaz de traduzir a degradação de rigidez com a deformação; a degradação de rigidez após inversão do carregamento; a degradação de resistência; e o efeito de aperto (ver Figura 2.13).

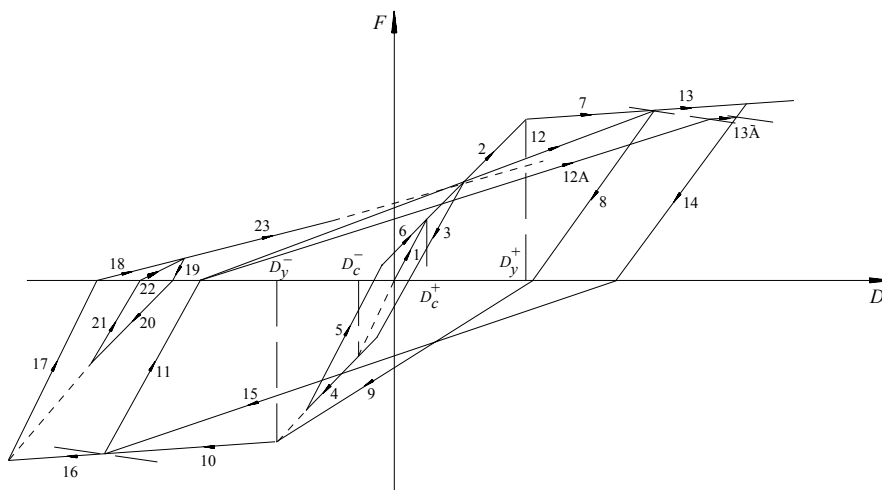


Figura 2.13 – Regras de histerese associadas ao modelo não-linear em flexão (Varum, 1996)

Uma característica muito importante deste modelo histerético é a capacidade de reprodução do comportamento distinto para os dois sentidos de flexão, dado que a curva de comportamento é definida através de uma curva tri-linear distinta em cada sentido (ver Figura 2.14).

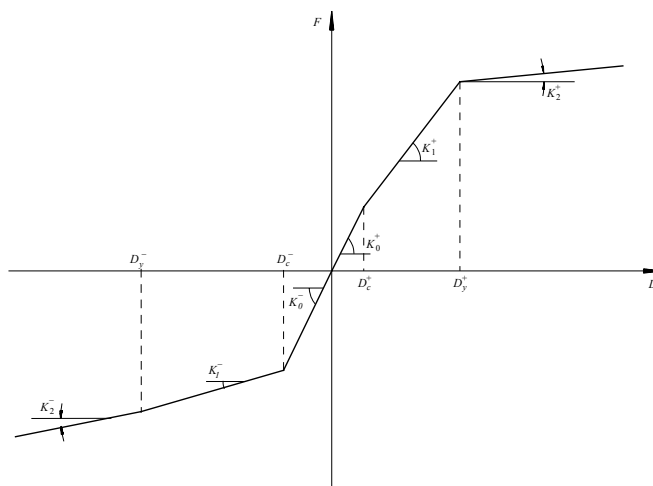


Figura 2.14 – Curva base de comportamento tri-linear para cada sentido (Varum, 1996)

Neste modelo é admitido que as deformações inelásticas estão concentradas junto das extremidades dos elementos numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem os fenómenos de comportamento não-linear (Varum, 1996). É considerado que em cada elemento estrutural, as zonas inelásticas estão localizadas junto às extremidades e que, na porção compreendida entre essas zonas, o elemento tem um comportamento elástico e linear. O modelo permite ainda considerar zonas inelásticas com comprimentos distintos nas duas extremidades do elemento (ver Figura 2.15).

Assim, a idealização do modelo estrutural é realizada considerando um macro-elemento de barra constituído pela associação em série de três sub-elementos. Tendo o sub-elemento central um comportamento elástico linear e estando ligado em cada uma das extremidades a um sub-elemento com comportamento não-linear (ver Figura 2.15). Os sub-elementos extremos servem para representar as zonas inelásticas do elemento, sendo as leis de restituição definidas pelo modelo histerético aplicado aos diagramas momento-curvatura das secções médias dos sub-elementos extremos, com o objectivo de reproduzir os fenómenos histeréticos que eventualmente ocorram naquelas zonas.

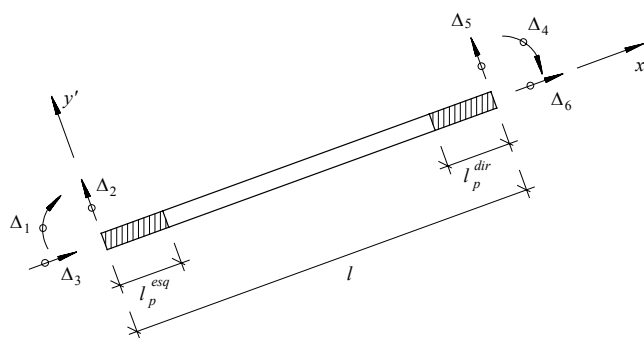


Figura 2.15 – Macro-elemento de barra com 6 graus de liberdade (Varum, 1996)

O programa de cálculo automático PORANL inclui a possibilidade de realizar análises estáticas (forças aplicadas ou deslocamentos impostos em regime repetido e alternado) e/ou dinâmicas.

A análise não-linear é realizada recorrendo a um procedimento incremental, trabalhando com a rigidez tangente em cada instante. Para a resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico é utilizado o método implícito de Newmark numa formulação incremental.

2.3.2 Modelo de dano

Uma medida de dano e correspondente quantificação dá uma contribuição importante para a interpretação objectiva dos resultados das análises não-lineares. Na prática, este índice fornece uma medida do dano de um elemento estrutural específico para um dado estado de limite, como por exemplo, o colapso. Ao longo dos anos foram desenvolvidos vários modelos de dano induzido por acções sísmicas em estruturas de betão armado. A maioria destes modelos utiliza os resultados de análises dinâmicas não-lineares para o seu cálculo.

Quando sujeitas a sismos, as estruturas de betão armado são geralmente danificando-as devido, por um lado, à repetição da inversão do sentido dos esforços, por outro, à instalação de valores elevados de deformação. Assim, a definição do dano deve ter em conta estes dois factores. Neste contexto, os chamados modelos de dano combinado são muito utilizados na avaliação do comportamento estrutural face às acções sísmicas. Este tipo de índice de dano é normalmente definido como sendo a soma de duas parcelas. O primeiro

termo representa uma medida da máxima deformação estrutural e o segundo representa a medida da resposta estrutural acumulada que reflecte o número e gama de excursões não-lineares ou a energia dissipada por histerese.

Dada a importância na caracterização e quantificação do dano estrutural para a avaliação da resposta de edifícios sujeitos a acções sísmicas, foi implementado por Romão (2002) uma formulação de medida de dano proposta por Park e Ang (1985), no programa de análise estrutural PORANL.

Este índice de dano é definido por uma combinação linear da deformação máxima normalizada e a energia de histerese normalizada que são o resultado do carregamento cíclico. O índice de dano D é então definido por:

$$D = \frac{\varphi_{máx}}{\varphi_u} + \beta \frac{\int dE}{M_y \cdot \varphi_u} \quad (2.1)$$

onde $\varphi_{máx}$ é a curvatura máxima do elemento estrutural obtida da análise; φ_u é a curvatura última do elemento; $\int dE$ é a energia dissipada por histerese no elemento; M_y é o momento de cedência; e, β é um parâmetro que representa a influência do comportamento cíclico no processo de dano e é dependente de parâmetros estruturais (Bento, 1996). Por convenção, um valor de $D \geq 1$ representa o dano total para o estado limite em análise.

O índice de dano apresentado foi implementado ao nível do elemento no modelo estrutural não-linear existente, PORANL, que considera a não-linearidade em flexão concentrada nas extremidades dos elementos. O índice de dano global de uma estrutura é geralmente calculado como o resultado da combinação de medidas de dano locais ao nível dos elementos. Então, o dano global D_G de uma estrutura pode ser obtido calculando a média dos índices de dano locais ponderados pela energia dissipada por histerese em cada elemento com comportamento não-linear:

$$D_G = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \int dE_i}{\sum_{i=1}^n \int dE_i} \quad (2.2)$$

onde n é o número de elementos com comportamento não-linear, e portanto eventual dano associado. O índice de dano assim definido representa a evolução do dano global de uma estrutura durante uma dada acção dinâmica.

2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi apresentado o programa de cálculo existente e as capacidades do modelo não-linear em flexão implementado, foram identificadas algumas das limitações do programa na representação do comportamento real das estruturas sob solicitação sísmica, particularmente os aspectos relacionados com a presença de paredes de alvenaria de enchimento e influência do comportamento em corte.

A identificação destas limitações inspiraram o trabalho de desenvolvimento desta tese, com a implementação no programa de cálculo existente de um modelo histerético que represente a participação dos painéis de alvenaria no comportamento estrutural dos pórticos de betão armado e um modelo que caracterize o comportamento não-linear em corte dos elementos de betão armado.

Além disto, o programa original de cálculo utiliza ficheiros de dados em formato de texto, com uma ordem rígida e os resultados obtidos eram apresentados em ficheiros de texto muito extensos e portanto difíceis de interpretar. Deste modo, para além do desenvolvimento dos novos modelos de comportamento foi desenvolvida uma ferramenta gráfica de apoio ao programa de cálculo que permite a introdução de dados de uma forma interactiva e a visualização e interpretação dos resultados numa forma gráfica, facilmente manipulável e exportada para outros programas de tratamento de resultados.

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO

3.1 INTRODUÇÃO

Alvenaria é por definição, um conjunto de pedras ou blocos, naturais ou artificiais, ligados entre si através de juntas argamassadas.

A alvenaria é utilizada na construção com vários fins, nomeadamente: compartimentação, protecção para o exterior, conforto térmico e acústico, podendo ter ainda funções estruturais, suportando esforços verticais e/ou horizontais. Um painel de alvenaria pode ter apenas uma destas funções ou a combinação de algumas delas.

Devido à introdução de novos materiais na construção corrente, como o aço e o betão armado, a alvenaria foi perdendo a sua importância como elemento estrutural, passando a ser essencialmente utilizada como elemento não estrutural, razão pela qual a sua participação no comportamento estrutural dos edifícios é vulgarmente desprezada.

No entanto, da observação dos danos e colapso de edifícios relacionados com a participação dos painéis de alvenaria na resposta global da estrutura levaram à realização de estudos nos últimos anos para ajudar à compreensão deste fenómeno.

Estes estudos demonstraram que apesar dos painéis de alvenaria não terem influência negativa para as cargas verticais, podendo assim considerar-se a sua não participação como um procedimento conservativo, o mesmo já não pode ser afirmado quanto às acções horizontais, para as quais as paredes de alvenaria de enchimento, têm uma contribuição significativa, podendo alterar de forma considerável a reposta estrutural (Oliveira, 1995).

Os recentes avanços dos computadores pessoais tornam possível e aconselhável o uso de modelos numéricos avançados para analisar as estruturas, mesmo para obras de engenharia corrente. Em particular, a consideração dos elementos de alvenaria não estruturais, especialmente em zonas sísmicas.

Reconhecido este problema, pretendeu-se com este trabalho rever alguns modelos numéricos e experimentais sobre o estudo do comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, com o objectivo final de desenvolver um modelo histerético não linear que represente o comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento sujeitos a acções horizontais para implementar no programa de análise não-linear dinâmica de pórticos planos – PORANL (Varum, 1996).

3.2 INFLUÊNCIA DOS PAINEIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS A ACÇÕES HORIZONTAIS

É reconhecido que os painéis alvenaria alteram de forma significativa o comportamento das estruturas de betão armado, sujeitas a acções horizontais, alterando significativamente: i) a rigidez; ii) a resistência máxima; e iii) a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

A não consideração da participação destes elementos no dimensionamento de novas estruturas e na verificação de segurança das existentes é sem dúvida prejudicial, mesmo tendo estes elementos uma resistência relativamente baixa, pois provocam alterações da rigidez lateral da estrutura, atraindo esforços não previstos para elementos que não foram dimensionados para tal (Paulay e Priestley, 1992).

Segundo Leuchars (1976), a evolução com comportamento de um painel de alvenaria confinado por um pórtico de betão armado, sujeito a acções horizontais, tem três fases principais:

Inicialmente o pórtico e alvenaria apresentam um comportamento monolítico não havendo separação entre os mesmos (Figura 3.1) e resistem a níveis de carga elevados sem apresentar fendilhação significativa. A duração desta fase depende principalmente das condições de ligação pórtico-parede.

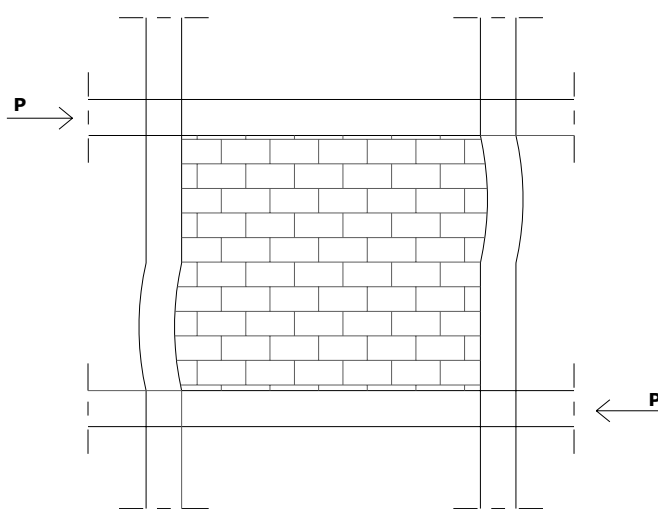


Figura 3.1 – Comportamento monolítico conjunto

Esta fase termina quando as deformações do pórtico e do painel se tornam incompatíveis, e surgem escorregamentos e abertura de fendas na interface, principalmente nos cantos traccionados. Quando ocorre este fenómeno de fendilhação dá-se início da segunda fase, em que há a progressão das fendas ao longo do painel para as zonas dos cantos comprimidos, funcionando a parede como uma biela diagonal comprimida (ver Figura 3.2).

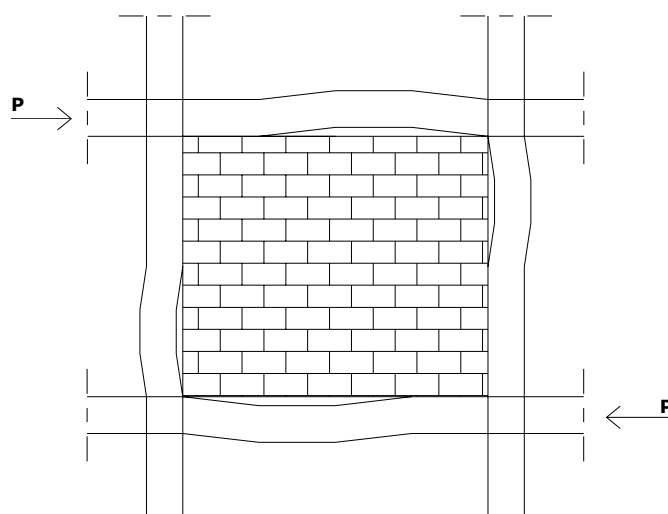


Figura 3.2 – Separação entre pórtico e alvenaria

A terceira fase inicia-se quando se der a rotura. Esta pode ocorrer pela alvenaria ou pelo pórtico dependendo da resistência relativa, sendo possível a ocorrência de rotura prematura dos pilares caso a alvenaria possua uma elevada resistência.

Caso a resistência dos pilares seja suficiente para evitar a sua rotura prematura, a rotura da alvenaria ocorre segundo um dos seguintes mecanismos, ou como combinação dos mesmos:

- Rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa (Figura 3.3a)
- Rotura por tracção com fendilhação na direcção diagonal comprimida (Figura 3.3b)
- Rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos (Figura 3.3c)

O mecanismo de rotura é importante, pois dele depende a resposta das estruturas após a sua ocorrência.

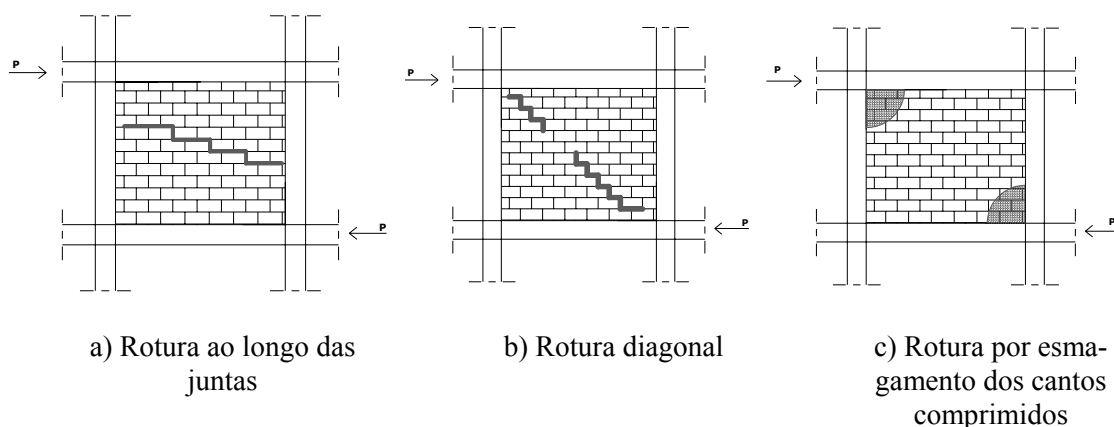


Figura 3.3 – Modos de rotura da alvenaria

3.3 MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Nos pontos anteriores foram abordados de forma resumida os efeitos da participação de painéis de alvenaria não estrutural em estruturas de betão armado. Neste ponto serão apresentados alguns modelos já utilizados, salientando as vantagens e limitações de cada um.

O estudo da participação da alvenaria de enchimento na resposta de estruturas de betão armado, captou maior atenção por parte da comunidade científica após a observação de alguns colapsos estruturais associados à sua presença, tornando-se assim fundamental a contabilização dos fenómenos de interacção entre as estruturas de betão armado e a alvenaria de enchimento.

Neste sentido, foram realizados por diversos autores inúmeros estudos numéricos, com vários tipos de abordagem e complexidade, bem como ensaios experimentais, com o objectivo de interpretar os fenómenos de interacção entre o pórtico e os painéis de alvenaria.

A primeira publicação sobre a participação das alvenarias de enchimento no comportamento de pórticos de betão armado sujeitos a forças horizontais surge por Polyakov (1956), na qual são descritos os ensaios realizados para o estudo da influência dos vários tipos de alvenaria, variando determinados parâmetros como o número de blocos, tipo de

argamassa usada nas juntas e rebocos, tipo de carregamento (monotónico e/ou cíclico) e o efeito das aberturas.

É com a observação destes ensaios que Polyakov (1956) introduz o conceito de biela equivalente, observando que os pórticos preenchidos com alvenaria começam por ter um comportamento monolítico até se dar a separação entre os mesmos no seu perímetro, à excepção de pequenas regiões que mantêm esse contacto no cantos, que passam a funcionar depois como duas bielas em compressão, com o aparecimento de fissuras nessas direcções.

Este conceito foi amplamente desenvolvido por inúmeros autores dos quais se destacam os trabalhos Paulay e Priestley (1992), Stafford Smith (1962, 1969), Mainstone (1971), Klingner (1976) e Liaw (1977).

A modelação da participação da parede de alvenaria pode ser realizada com recurso a varias estratégias de modelação, que se podem dividir em dois grandes grupos: i) micro-modelos (Krstevka e Ristic, 2004), em que a discretização é feita ao nível do elemento (Figura 3.4), separando os elementos de tijolo dos elementos de junta, através de elementos de interface, podendo ser atribuídas diferentes características de comportamento a cada tipo de elemento; e ii) macro-modelação, em que apenas é necessária uma lei constitutiva global para a alvenaria exigindo assim um grau de refinamento menor.

A utilização de micro-modelos implica a definição detalhada dos vários elementos de alvenaria como por exemplo: tijolo, junta e interface tijolo-junta. Com a utilização deste tipo de modelos obtém-se uma representação bastante próxima do comportamento real, tendo em conta os efeitos locais e globais e permite traçar com boa aproximação o padrão de fendilhação da estrutura, o valor da carga última e o mecanismo de colapso associado.

No entanto, o esforço de cálculo associado e o elevado número de parâmetros para a sua caracterização tornam estes modelos difíceis de serem utilizados para a análise de edifícios, sendo no entanto bastante úteis em análises locais ou como ferramentas de calibração de outros modelos globais.

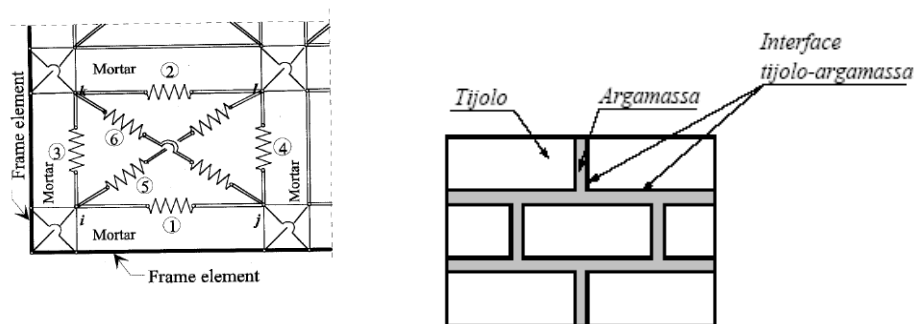


Figura 3.4 – Exemplos de micro-modelação

Os macro-modelos são mais simplificados e permitem uma representação global do comportamento do painel de alvenaria e da sua influência na resposta estrutural dos edifícios. De todos os macro-modelos desenvolvidos, o mais utilizado é o modelo da dupla biela diagonal equivalente. Outros macro-modelos propostos para a simulação dos painéis de alvenaria foram: i) consideração de secções homogeneizadas dos pórticos, com existência de ligadores que assegurem o funcionamento conjunto dos dois elementos (Liaw, 1977), ii) utilização da teoria da plasticidade, apenas para a determinação da carga de colapso dos pórticos preenchidos com alvenaria (Liawm, 1983 e Wood, 1978), iii) utilização de coeficientes de comportamento obtidos a partir do estudo de edifícios sujeitos a acções sísmicas (Duarte e Campos Costa, 1988).

3.4 MODELO DA DUPLA BIELA EQUIVALENTE

Da observação de diversos trabalhos experimentais realizados, conclui-se que o conjunto parede-pórtico tem um comportamento monolítico para solicitações horizontais relativamente baixas, no entanto com o aumento da intensidade da forças horizontais, a deformação lateral aumenta e o comportamento conjunto torna-se mais complexo, originando uma separação entre o pórtico e o painel de alvenaria. Nesta situação o pórtico deforma-se por flexão e o painel de alvenaria deforma-se por corte, mantendo apenas o contacto nos cantos comprimidos, considerando que não existe nenhum tipo de ligações especiais, entre o pórtico e o painel.

Assim é possível simular de uma forma simplificada a participação do painel de alvenaria na resposta global da estrutura, utilizando duas barras diagonais (Figura 3.5), barras estas que deverão ter as características mecânicas e geométricas que melhor reproduzam o comportamento da parede e do conjunto.

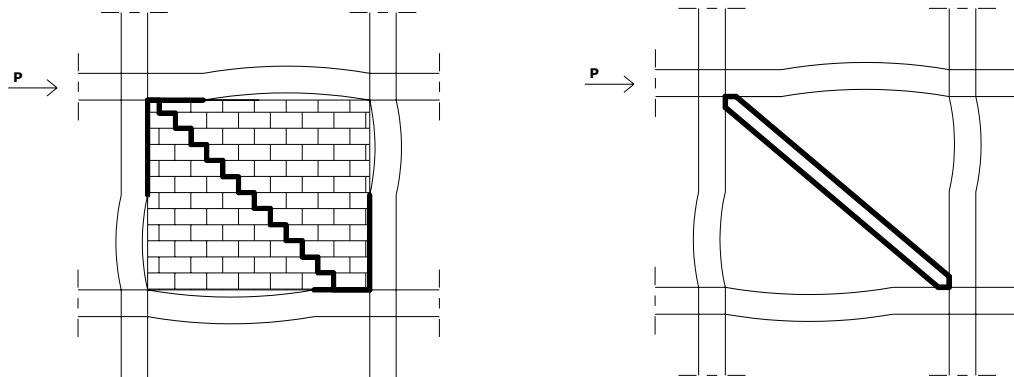


Figura 3.5 – Analogia do comportamento do pano de parede e a biela equivalente

As características geométricas e mecânicas destas bielas são sem dúvida um factor preponderante (Stafford Smith, 1962) já que, através de observações experimentais concluiu-se que a rigidez e a resistência diagonal das paredes não dependem só da sua dimensão e das características físicas da parede mas também, do comprimento de contacto entre parede e o pórtico que a confina.

Verificando experimentalmente que o comprimento de contacto entre a parede e as vigas não depende das suas características mecânicas, mas apenas da sua geometria, sendo o comprimento de contacto igual a metade da largura da parede. Por outro lado o comprimento de contacto entre a parede e os pilares (α), seria um valor dependente da rigidez relativa da parede e dos pilares do pórtico, sugerindo uma expressão para o seu cálculo, na qual o comprimento de contacto, α , é determinado por:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (3.1)$$

em que:

h - distância entre eixos das vigas dos pórticos;

λh - parâmetro adimensional que exprime a relação de rigidez entre o pórtico e a parede. O valor de λ pode ser obtido com base na expressão:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EIt \sin(2\theta)}{4E_p I h'}} \quad (3.2)$$

sendo:

EI - módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

t - espessura do painel;

θ - ângulo formado entre a diagonal da parede e a horizontal;

E_p - módulo de elasticidade dos pilares;

I - momento de inércia dos pilares;

h' - altura da parede.

Neste sentido, Stafford Smith e Carter (1969), após a quantificação do comprimento de contacto entre a alvenaria e o pórtico, realizaram ensaios sobre pórticos preenchidos com alvenaria, sujeitos a compressões axiais, com o fim de determinar qual a largura equivalente (Figura 3.6), w , da diagonal comprimida, verificando que esta depende do valor da força horizontal aplicada no pórtico, construindo ábacos que relacionam a largura equivalente da biela, w , com a λh .

Outros autores propuseram fórmulas empíricas e conservativas para determinar a largura equivalente desta biela, Riddington e Stafford Smith (1977), propôs o valor de $w = 0.1d$, e Pauley e Priestley (1992) propõem $w = 0.25d$.

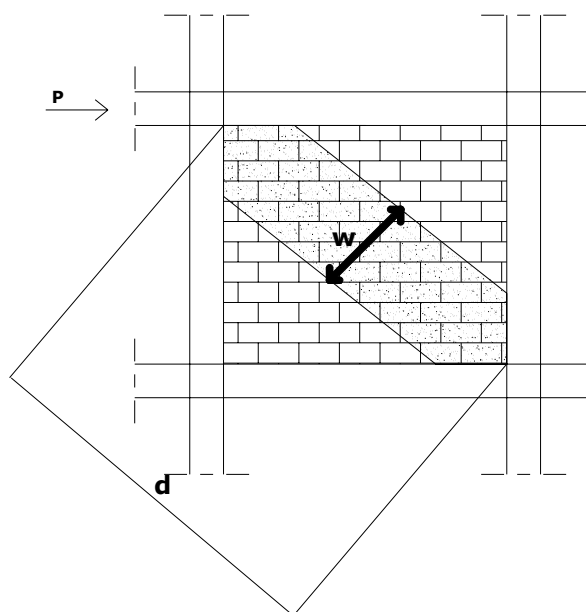


Figura 3.6 – Largura equivalente da biela

Este método permite simular de forma simplificada o comportamento conjunto pórtico-alvenaria, sem aumentar o número de graus de liberdade da estrutura, devido à sua simplicidade apresenta algumas limitações importantes, (Oliveira, 1995), tais como: *i*) apenas tem sido aplicado em painéis de alvenaria preenchidos em todo o seu contorno; *ii*) não tem em conta o comprimento de contacto do painel de alvenaria com os elementos que o confinam, o que leva a aumentos significativos dos esforços nos pilares e vigas, levando a rotura prematura dos mesmos, facto que poderá não se verificar na realidade; *iii*) não tem em conta o modo de rotura do painel, que altera de forma significativa a distribuição de esforços no pórtico; *iv*) é baseado apenas no princípio de que a contribuição de rigidez da parede é unicamente avaliada através da rigidez axial da biela o que não é fisicamente correcto; *v*) os diferentes valores apontados para a largura da biela pelos diversos autores são muito diferentes, devendo este parâmetro ser aferido para cada tipo de alvenaria, pois as características variam muito.

Mais recentemente algumas adaptações ao modelo da dupla biela têm sido propostas, com a consideração de mais que uma biela em cada sentido, como forma de simular o funcionamento conjunto de uma forma mais correcta.

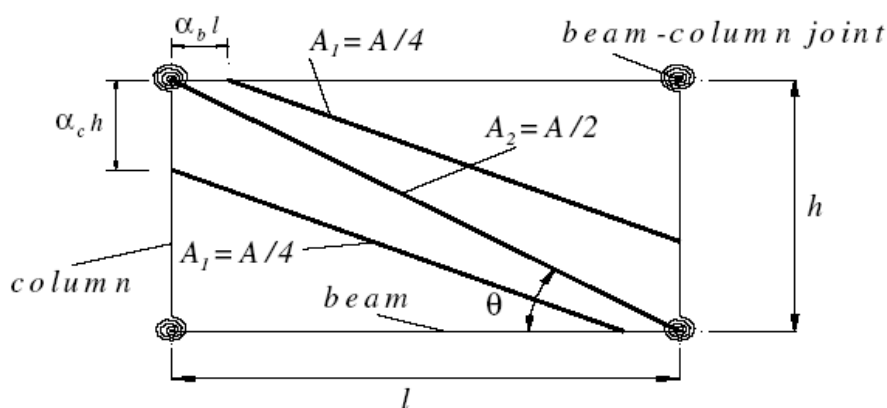


Figura 3.7 – Modelo ilustrativo proposto, (El-Dakhakhnu *et al.*, 2004)

El-Dakhakhnu *et al.* (2004), com o modelo da Figura 3.7, utilizando 3 bielas em cada diagonal, simula a transmissão dos esforços para os elementos do pórtico de uma forma mais completa pois tem em conta o comprimento de contacto da alvenaria com o pórtico nos cantos comprimidos.

3.5 DESCRIÇÃO DO MODELO GLOBAL PROPOSTO

O objectivo deste capítulo é o desenvolvimento e implementação de um modelo não-linear hysterético num programa existente de análise não linear dinâmica de pórticos planos (PORANL), que represente o comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento, em pórticos de betão armado sujeitos a cargas cíclicas.

De todos os modelos revistos, o que mais se enquadra na filosofia do programa de cálculo PORANL, é o método da biela equivalente.

Assim, o modelo proposto é baseado no modelo da dupla biela equivalente, mas com significativas melhorias relativamente ao modelo clássico. Para representar o painel de alvenaria são utilizadas quatro bielas rígidas com comportamento elástico linear que dão suporte a um quinto elemento central onde é concentrado todo o comportamento não-linear hysterético do painel (Rodrigues *et al*, 2005), como se mostra esquematicamente na Figura 3.8.

Uma das grandes vantagens do modelo está na consideração da interacção do comportamento não-linear nas duas direcções. De facto, no modelo de dupla biela clássico as duas bielas funcionam de forma independente uma da outra. Com o macro-modelo proposto consegue-se simular a interacção entre o comportamento nas duas direcções (Rodrigues *et al*, 2005).

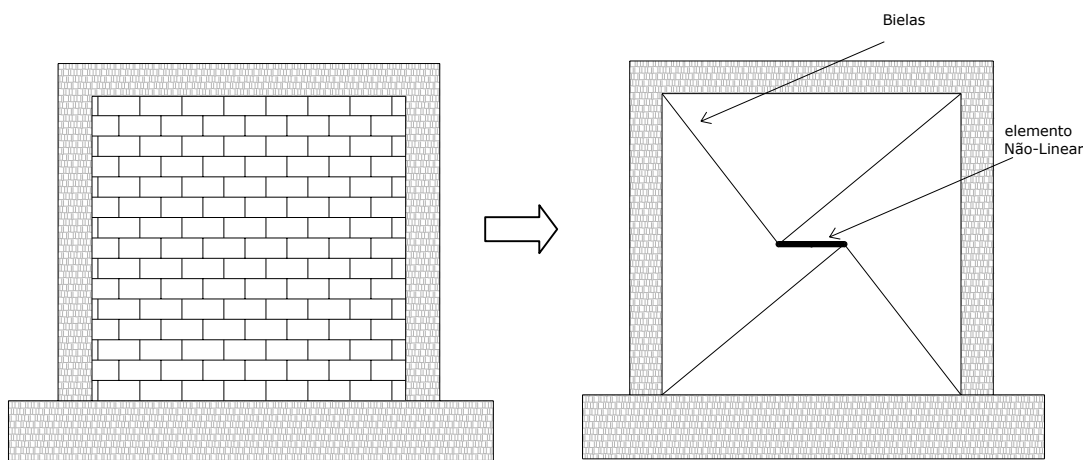


Figura 3.8 – Esquema do macro-modelo proposto para alvenaria

O comportamento não-linear é caracterizado por uma curva penta-linear envolvente (ver Figura 3.9) definida por nove parâmetros em cada direcção, representando: fendilhação, resistência de pico, decaimento da rigidez pós-pico e resistência residual.

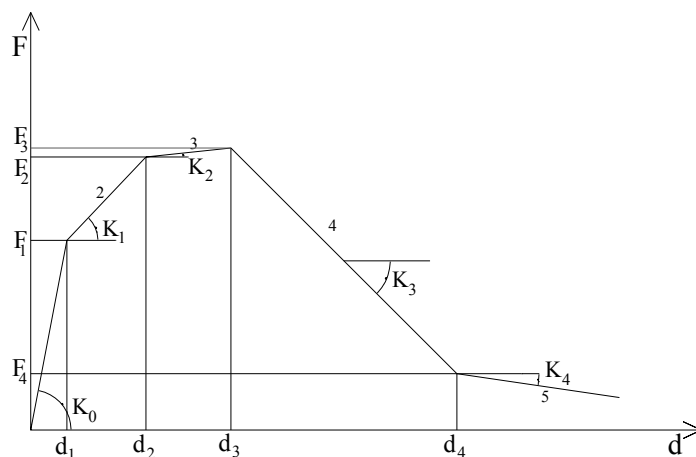


Figura 3.9 – Parâmetros de identificação da curva base de comportamento para um sentido genérico

K_0 – rigidez inicial (troço 1)

K_1 – rigidez pós-fissuração (troço 2)

K_2 – rigidez pós cedência (troço 3)

K_3 – rigidez pós-pico (softening) (troço 4)

K_4 – rigidez residual (troço 5)

d_1 – deslocamento correspondente à fissuração

d_2 – deslocamento correspondente à cedência

d_3 – deslocamento correspondente ao início do Softening

d_4 – deslocamento correspondente à deformação residual

Estes nove parâmetros são definidos para ambos os sentidos do carregamento, ou seja, para o sentido positivo e negativo do deslocamento, devendo a rigidez inicial K_0 ser igual em ambos os sentidos, uma vez que é calculada directamente a partir das características elásticas do material (tijolos, argamassas de junta e de recobrimento) e da geometria do painel, existência ou não de aberturas e da qualidade da mão-de-obra de execução das alvenarias.

Assim, são necessários dezassete parâmetros para definir a curva base de comportamento de um painel de alvenaria (ver Figura 3.10). Podem ser definidos parâmetros diferentes para cada um dos sentidos, o que possibilita a aplicação desta lei de comportamento a qualquer tipo de painel, considerando comportamento diferente nos dois sentidos, permitindo simular a existência de assimetrias na geometria do painel, rigidez distinta dos elementos de confinamento e a posição do painel na estrutura (interior ou extremidade do pórtico).

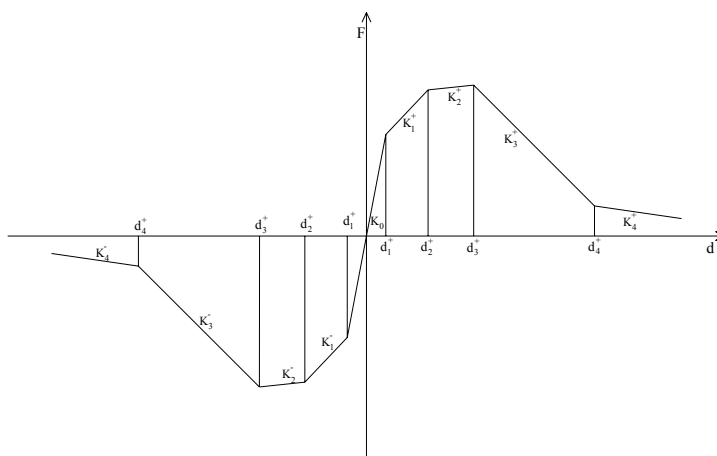


Figura 3.10 – Curva base para os dois sentidos

O comportamento histerético do painel de alvenaria é caracterizado, para além da curva de comportamento não-linear, por mais três parâmetros adicionais que caracterizam: a degradação de rigidez (α), o efeito de aperto ou ‘pinching’ (β) e a degradação de resistência (γ).

3.6 COMPORTAMENTO HISTERÉTICO ASSOCIADO AO MODELO GLOBAL PROPOSTO DOS PAINEIS DE ALVENARIA

3.6.1 Introdução

Descrita a influencia dos painéis de alvenaria de enchimento em pórticos de betão armado sujeitos a acções horizontais, e definido o macro-modelo para a simulação dos painéis no programa de análise não-linear PORANL, descrevem-se agora as regras de histerese que caracterizam o comportamento de cada painel face a acções horizontais cíclicas.

A escolha deste modelo foi baseada em vários aspectos fundamentais, como a versatilidade e o grau de refinamento. O modelo tem a capacidade de trabalhar com curvas de comportamento penta-lineares não-simétricas, o que permite traçar com rigor o comportamento do painel.

As regras de histerese do modelo são baseadas nas regras propostas por Costa (1989), tendo sido adaptadas de forma a caracterizar rigorosamente o comportamento da alvenaria.

3.6.2 Regras de histerese

O comportamento não-linear do painel de alvenaria, reflectido no elemento central do macro-modelo apresentado é caracterizado por regras universais, que reflectem a história de carga e dependem da lei de comportamento material imposta, descrita na secção 3.5. As regras de histerese implementadas são apresentadas de seguida e encontram-se exemplificadas na Figura 3.11.

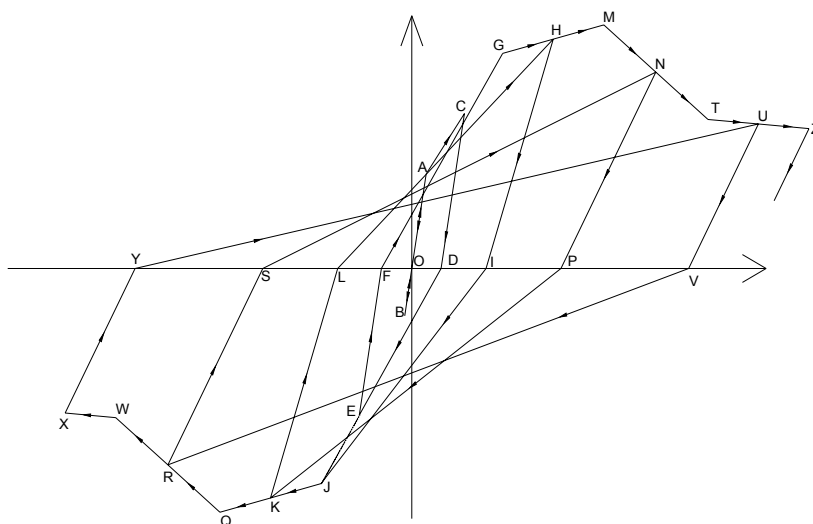


Figura 3.11 – Regras de histerese do modelo implementado (Rodrigues *et al*, 2005)

Descarga: A descarga ocorre quando se dá uma inversão do carregamento, esta é feita considerando ou não a degradação da rigidez, dependendo do ponto em que ocorre essa descarga. Assim, para o modelo implementado tem-se diferentes valores de rigidez de descarga, dependendo do ponto em que ocorre essa mesma descarga.

Se não tiver sido atingido o ponto d_c (A), considera-se que o comportamento é elástico linear e a descarga e a recarga (\overline{AOB}) são sempre feitas de forma elástica com uma rigidez igual à rigidez inicial K_0 .

Se o deslocamento foi maior de d_c , mas ainda não tiver sido atingido o ponto d_y (G ou J), considera-se que a rigidez de descarga ($\overline{CD}; \overline{EF}$) é igual à rigidez elástica (K_0).

Se o deslocamento for maior que d_y e menor que d_{cr} (M ou Q) então a rigidez de descarga ($\overline{NP}; \overline{KL}$) varia, dependendo do deslocamento máximo generalizado atingido nesse ciclo, apontando sempre para um mesmo ponto, definido pelo utilizador através do parâmetro α , de acordo com a seguinte expressão:

$$K_d = \left(\frac{F_{cur} - \alpha F_y}{K_0 D_{cur} + \alpha F_y} \right) K_0 \quad (3.3)$$

Se o deslocamento máximo for superior a d_{cr} então a partir deste ponto a rigidez de descarga ($\overline{NP}; \overline{RS}; \overline{UV}; \overline{XY}$) será sempre constante e dependente dos pontos da curva trilinear e do parâmetro α . Essa rigidez de descarga é dada por:

$$K_d = \left(\frac{F_{cr} - \alpha F_y}{D_{cr} K_0 - \frac{\alpha F_y}{K_o}} \right) K_0 \quad (3.4)$$

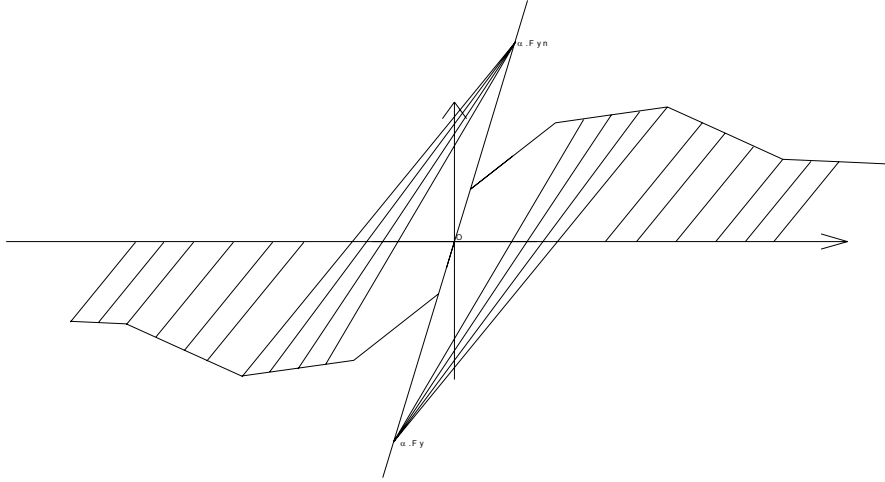


Figura 3.12 – Regras de descarga do modelo implementado

Considera-se que a descarga termina quando o valor da força máxima generalizada se anula.

Recarga: Acontece quando se dá uma inversão do sinal da força generalizada, correspondendo a uma mudança de rigidez, definida com base no valor absoluto máximo da força e de deslocamento generalizado (F_{max} e d_{max}) atingido no ciclo anterior. O ponto onde se inicia a recarga (d_r) corresponde ao ponto de passagem por zero da força generalizada, sendo definido pela expressão:

$$K_r = \frac{F_{max}}{D_{max} - D_r} \quad (3.5)$$

A rigidez de recarga é sempre calculada a partir da expressão 3.5, sendo que a rigidez de descarga vai diminuindo à medida que os deslocamentos vão aumentando em qualquer um dos sentidos ($\overline{DJ}; \overline{LH}; \overline{PK}; \overline{SN}; \overline{VR}; \overline{YU}$).

Quando o deslocamento máximo ainda não atingiu o d_y , ou seja ainda não ultrapassou o ponto de plastificação, os valores de F_{max} e D_{max} são substituídos por F_y e d_y (G ou J), nesse sentido, ou seja a recarga apontará sempre para o ponto de cedência ($\overline{FG}; \overline{DJ}$).

Quando se considera a degradação da resistência, os valores máximos absolutos da força atingida no ciclo anterior são afectados de um parâmetro, assumindo um valor menor. Assim sendo a rigidez de descarga também tem em conta este novo valor da força assumindo assim um valor de rigidez de recarga inferior.

Ciclos internos: Os ciclos internos ocorrem quando se dá uma inversão do carregamento antes de serem atingidos os valores máximos do deslocamento ou da força no ciclo anterior. Assim, o modelo é capaz de reproduzir estes ciclos internos, tendo sempre em memória os valores máximos já atingidos nos chamados ciclos externos, representando estes pequenos ciclos de cargas com as mesmas regras de histerese já descritas.

Efeito de “pinching”: O efeito de *pinching* ou efeito de aperto, foi introduzido para ter em conta o refechamento das fendas na alvenaria durante a recarga. Este efeito é conseguido, diminuindo a rigidez na zona em que o esforço transversal é predominante relativamente ao momento-flector, Eto *et al.* (1980). A diminuição da rigidez desta zona é traduzida na divisão do ramo da recarga em dois troços com rigidez distinta ($\overline{II'K}; \overline{LL'H}; \overline{PP'R}; \overline{SS'N}; \overline{VV'X}; \overline{YY'U}$), como se mostra no na Figura 3.13.

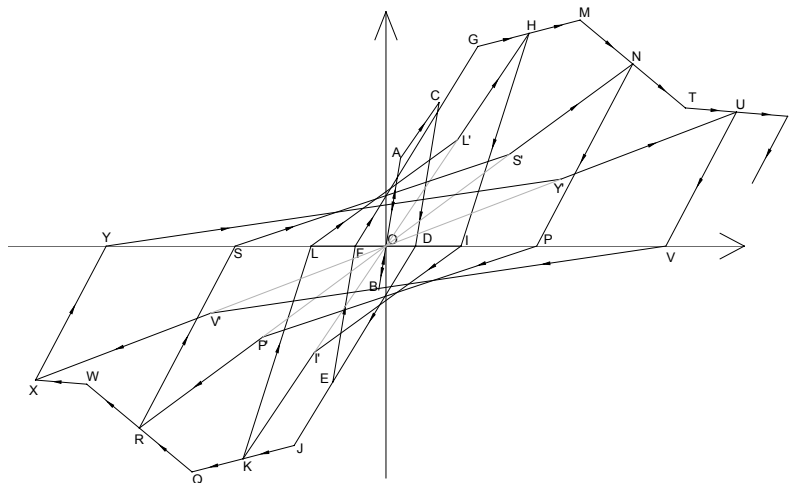


Figura 3.13 – Regras de histerese do modelo implementado com efeito de “pinching”

Este efeito é tido em conta no modelo através do parâmetro β , que afecta a rigidez de recarga, dependendo do deslocamento máximo já atingido nesse sentido, ou seja para o

ramo positivo da curva se o deslocamento D_{cr} ainda não tiver sido atingido, a rigidez de recarga do primeiro troço é:

$$K = \frac{F_{\max}}{(D_{\max} - D_r)} \left(\frac{D_y}{D_{\max}} \right)^\beta \quad (3.6)$$

Se o deslocamento D_{cr} já tiver sido atingido mas o D_{sft} ainda não tiver sido atingido a rigidez de recarga do primeiro troço é dada por:

$$K = \frac{F_{\max}}{(D_{\max} - D_r)} \left(\frac{D_{cr}}{D_{\max}} \right)^\beta \quad (3.7)$$

Se o deslocamento D_{sft} já tiver sido atingido, a rigidez de recarga do primeiro troço é dada por:

$$K = \frac{F_{\max}}{(D_{\max} - D_r)} \left(\frac{D_{sft}}{D_{\max}} \right)^\beta \quad (3.8)$$

Sendo D_r o valor do deslocamento máximo generalizado correspondente à força nula do ciclo anterior e F_{\max} e D_{\max} os valores máximos obtidos no ciclo anterior. O valor desta rigidez é válido até se intersectar com a recta que une a origem das coordenadas aos pontos máximos do ciclo anterior, obtendo a rigidez da recta a partir desse ponto (L', S', Y', I', P', V').

Degradação da rigidez: A degradação de rigidez é controlada pelo parâmetro α , da fórmula (3.3) e (3.4), sendo que quanto maior for o parâmetro α , maior será a degradação da rigidez. Assim este afectará a rigidez de duas formas distintas, a primeira afectada directamente pelas fórmulas referidas afecta a rigidez de descarga (Figura 3.14 - troço $\overline{HI}; \overline{NP}; \overline{UV}; \overline{KL}; \overline{RS}; \overline{XY}$) a segunda está directamente relacionada com esta, já que a rigi-

dez da recarga une directamente do ponto onde a força é nula na descarga e a força máxima atingida no ciclo anterior (Figura 3.12 – troço: $\overline{IJ}; \overline{PK}; \overline{VR}; \overline{LH}; \overline{SN}; \overline{YU}$).

Degradação da resistência: A consideração da degradação da resistência teve como base no método proposto por Wang et al. (1987), baseada no conceito de degradação acumulada, em que a degradação de um elemento estrutural sujeito a forças cíclicas é dependente do máximo deslocamento sofrido por esse elemento durante cada ciclo. No entanto foi introduzido um novo conceito, que é uma das inovações do modelo proposto face aos existentes que reside na consideração da influência degradação da resistência de uma direcção sobre a outra.

Esta degradação é conseguida à custa de um parâmetro γ , definido por:

$$\gamma = c \cdot \sum_{i=1}^N \frac{D_i}{D_f} \quad (3.9)$$

Em que:

C – Constante, menor ou igual a 1;

D_i – Máximo deslocamento do ciclo i ;

D_f – Deslocamento correspondente à cedência do elemento sujeito a um carregamento monotónico definido por:

$$D_f = D_y * \mu \quad (3.10)$$

em que:

D_y - Deslocamento da Curva de comportamento correspondente à cedência.

μ - Ductilidade última generalizada

é de referir que somente os deslocamentos ocorridos numa direcção são acumulados, utilizando valores diferenciados de γ , para carregamentos não simétricos. Wang *et al.* (1987) relacionou este parâmetro de força γ com uma quantidade escalar adimensional, PD, denominada por parâmetro de degradação, cujo valor varia entre 0 e 1 que se relaciona com γ da seguinte forma:

$$PD_1 = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \cdot \left(1 - \frac{PD_2}{\zeta} \right) \quad (3.11)$$

Onde: PD_i representa a factor de degradação na direcção i ; μ , c , n e ζ são constantes que tem de ser calibradas com recurso a resultados experimentais.

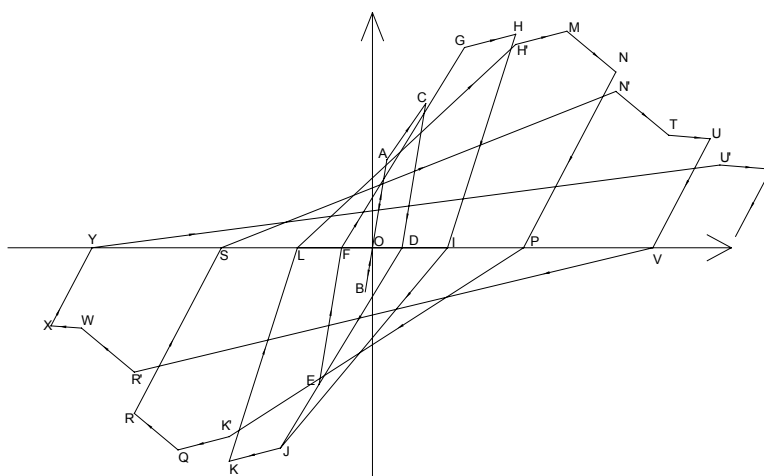


Figura 3.14 – Regras de histerese do modelo implementado com degradação de resistência

No modelo implementado a degradação corresponde a um novo valor da força máxima de chegada, como se pode ver pela Figura 3.14. A força máxima de chegada, que no caso de não haver degradação corresponderia à força máxima atingida no ciclo anterior, é corrigida por uma nova força (ver pontos H-H'; N-N'; U-U'; K-K'; R-R').

De referir ainda que o facto de se diminuir a força de chegada mantendo o deslocamento vai também provocar uma degradação da rigidez de recarga.

3.7 ESTIMATIVA EMPÍRICA DOS PARÂMETROS DA CURVA DE COMPORTAMENTO:

Dos inúmeros modelos empíricos para estimativa das curvas de comportamento de painéis de alvenaria, o que mais se adequa ao modelo implementado é o modelo proposto por Zarnic e Gostic (1988). De seguida é apresentado o método empírico apresentados por estes dois autores e que foi adoptado neste trabalho para determinar os parâmetros das curvas de comportamento dos painéis de alvenaria estudados.

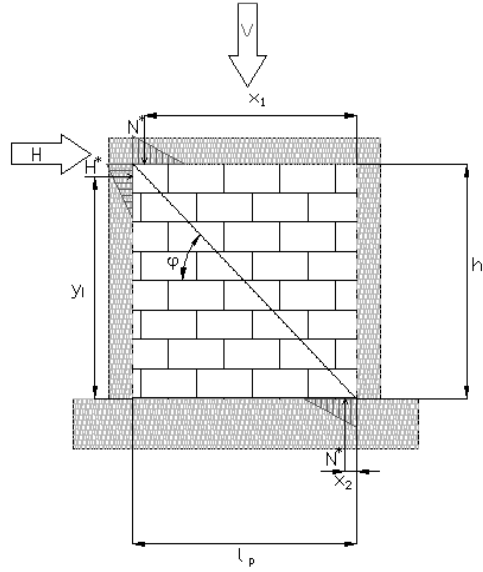


Figura 3.15 – Esquema do modelo utilizado

Para um painel de alvenaria confinado de acordo com a Figura 3.15, a tensão de corte (H_{sp}) pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$H_{sp} = C_R \frac{A_p f_{tp}}{C_I b} \left(1 + \sqrt{C_I^2 \left(1 + \frac{\sigma_{oz}}{f_{tp}} \right) + 1} \right) \quad (3.12)$$

com:

$$C_I = 2 \cdot \alpha \cdot b \cdot \frac{l_p}{h_p} \quad (3.13)$$

$$\alpha = \frac{(x_1 - x_2) h_p}{y_1 \cdot l_p} \quad (3.14)$$

$$K_e = \frac{1}{\frac{h_p^3}{C_F E_p I_e} + \frac{1.2 h_p}{G_p A_e}} \quad (3.15)$$

$$A_e = A_p + 2 C_E A_f \frac{G_f}{G_p} \quad (3.16)$$

$$I_e = I_p + 2.C_E \frac{E_f}{E_p} \left(I_f + A_f \frac{(h_c + l_p)^2}{4} \right) \quad (3.17)$$

Em que os parâmetros das equações anteriores representam:

Características geométricas e elásticas dos painéis de alvenaria:

l_p – comprimento do painel

h_p – altura do painel

e_p – espessura do painel

E_p – Módulo de Young

G_p – Módulo de rigidez

A_p – área da secção transversal horizontal

I_p – momento de inércia da secção transversal horizontal

f_d – inclinação da biela com a horizontal

Características geométricas e elásticas dos elementos que confinam o painel:

A_f – área da secção transversal horizontal

I_f – Inércia da secção transversal horizontal

E_f – Módulo de Young

G_f – Módulo de rigidez

Características mecânicas da secção homogeneizada e rigidez efectiva:

A_e – área da secção transversal efectiva

I_e – momento de inércia efectiva do painel de alvenaria

K_e – rigidez efectiva

Outros parâmetros:

f_{tp} - resistência à compressão da alvenaria

CR – factor que pondera a qualidade da alvenaria

CI – factor de interacção entre o painel e os elementos que o confinam

σ_{oz} – tensão de compressão que actua sobre a secção transversal do painel

H_{sp} – força de corte do painel

Assim, a lei de comportamento pode ser definida com o recurso a estas fórmulas empíricas:

$$P_{cr} = \frac{1}{3} P_y \quad (3.18)$$

$$\delta_{cr} = \frac{P_{cr}}{K_e} \quad (3.19)$$

$$P_y = P_{sp} \quad (3.20)$$

$$\delta_y = 1.1 \frac{P_y}{K_e} \quad (3.21)$$

$$P_u = P_y (1 - \nu(1 - \mu)) \quad (3.22)$$

$$\delta_u = \mu \delta_y \quad (3.23)$$

Em que ficam assim definidos os três primeiros pontos característicos da curva (cracking (c_r) – fendilhação; Yielding (y) – cedência; ultimate (u) - tensão ultima) de comportamento em cada sentido, simbolizando: P – a força; d– deslocamento; n – post-yielding slop envelop curve e m – ductilidade do painel.

Para a estimativa de certos parâmetros das fórmulas anteriores, [18] propôs algumas relações que se apresentam de seguida:

Para estimar o valor de resistência do painel à tracção devem optar-se por valores entre os 4 e os 8% dos valores obtidos para a resistência à compressão.

Cr – é um factor de redução para ter em conta a qualidade da mão-de-obra, podendo variar desde 0.5 até 1, sendo 0.9 o valor indicado como mais comum.

CAPÍTULO 4

MODELO DE COMPORTAMENTO HISTERÉTICO NÃO-LINEAR EM CORTE DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

4.1 INTRODUÇÃO

O comportamento dos elementos estruturais face a acções horizontais, como a acção sísmica é controlado por fenómenos de flexão e/ou corte. Neste capítulo descreve-se o modelo desenvolvido e implementado no programa PORANL, para representar o comportamento não-linear histerético de elementos de betão armado em corte.

Na secção 4.2 descreve-se de forma sucinta a influência do corte no comportamento sísmico das estruturas de betão armado, referindo quais os elementos que normalmente apresentam um comportamento dominado pelo corte e os problemas associados à sua não contabilização nos modelos numéricos.

Na secção 4.3 é feita uma revisão dos modelos existentes para a simulação do corte em elementos de betão armado, com a qual foram tomadas algumas opções relativamente ao modelo de corte desenvolvido.

Na secção 4.4 é apresentada a formulação do macro-modelo utilizado, assim como as suas propriedades, e é feita uma reflexão sobre a consideração do modelo de corte em simultâneo com o modelo de flexão não-linear com comportamentos independentes.

Na secção 4.5 são apresentadas as regras do modelo hysterético para representação do comportamento em corte dos elementos de betão armado.

Na secção 4.6 são tecidos alguns comentários finais sobre o modelo hysterético não-linear para representação do corte em elementos de betão armado.

4.2 INFLUÊNCIA DOS FENÓMENOS DE CORTE EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS SUJEITOS A ACÇÕES HORIZONTAIS

No Capítulo 2 deste trabalho já foram apresentados alguns dos danos mais comuns em estruturas associados ao corte. De facto, o comportamento em corte é importante na resposta das estruturas face a acções horizontais, surgindo muitas vezes danos ou colapsos em estruturas, porque estas não estão preparadas para lhes resistir.

Um dos exemplos de elementos em que o comportamento em corte é preponderante face à flexão são as paredes resistentes ou *shear walls*. Estes elementos estruturais, horizontais ou verticais, são utilizados para suportar as acções verticais e acções horizontais dada a sua elevada rigidez lateral. A classificação das paredes resistentes depende da relação entre a sua largura e altura. Existem várias propostas para esta relação, por exemplo o Eurocódigo 2 (2003) define que se considera um elemento estrutural como parede resistente quando o rácio entre a espessura e o seu comprimento seja superior a 4. Devido à sua elevada rigidez lateral estes elementos podem ter um bom comportamento sísmico e melhorar de forma significativa a resposta estrutural, diminuindo os deslocamentos globais da estrutura e consequentemente protegendo os outros elementos menos resistentes a suportar tantos esforços (Riva *et al*, 2003).

Existem no entanto, outros elementos em que não é esperado o que o seu comportamento seja essencialmente dominado pelo corte em que surge um comportamento não previsto em projecto, induzindo danos ou o colapso prematuro das estruturas. Vários tipos de exemplos da importância do comportamento em corte já foram referidos no Capítulo 2 desta dissertação, podendo estar associados a pilares curtos, ou nas ligações dos elementos estruturais (nós)

4.3 MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR EM CORTE DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Durante os últimos anos vários procedimentos analíticos para modelar o comportamento não-linear em corte de elementos de betão armado têm sido propostos. Estes podem ser divididos em dois grandes grupos: micro-modelos e macro-modelos (Tae-Wan Kim *et al.*, 2005).

Os micro-modelos, são muito refinados, como por exemplo, modelos baseados no método dos elementos finitos com grande discretização, que permitem obter soluções muito aproximadas. Este tipo de modelos tem grande interesse no estudo de fenómenos locais, calibração de macro-modelos, ou estudo de elementos especiais. No entanto, a sua utilização é trabalhosa para análises globais ou complexas, como as análises dinâmicas não-lineares de estruturas complexas. A utilização de um micro-modelo complexo, como por exemplo para a modelação de um edifício de vários andares requer um grande nível de discretização, consequentemente um elevado número de elementos, e para além das dificuldades associadas à caracterização do comportamento dinâmico, exigem um elevado número de horas para a introdução de dados, tempo de cálculo e interpretação dos resultados, o que inviabiliza a utilização deste tipo de modelos para análises mais complexas.

Por outro lado, os macro-modelos, requerem um menor número de elementos para a sua formulação, o que reduz significativamente o tempo de definição do modelo e o tempo de cálculo, tornando-os mais fáceis de aplicar. No entanto, este tipo de modelos tem limitações associadas à dificuldade de caracterização de uma curva de comportamento global do macro-modelo. Este tipo de modelos pode ser utilizado com resultados satisfatórios para elementos estruturais que demonstrem ter comportamento predominante em corte.

Existem três grandes tipos de macro-modelos utilizados para a simulação do comportamento não-linear em corte de elementos de betão armado: O modelo da viga equivalente, o modelo da biela equivalente e o modelo utilizando um elemento vertical, apresentados por Vulcano e Bertero (1987) e Linde (1993).

O primeiro macro-modelo desenvolvido com recurso a elementos verticais foi originalmente sugerido Kabeyasawa *et al.* (1984) para simulação de elementos de betão armado com comportamento predominante em corte, utilizando molas axiais em cada extremidade da parede e de uma mola de rotação no centro para representar a componente devida à flexão e uma mola horizontal para representar a componente devida ao corte. Vulcano *et al.* (1988) adicionaram mais molas axiais indicando que seriam necessário pelo menos quatro molas pode melhorar a representação do comportamento em flexão, retirando a mola de rotação no centro.

Linde (1993) sugeriu um modelo mais simples com três molas axiais e uma mola horizontal (Figura 4.1) desenvolvendo uma formulação cinemática simples para o modelo.

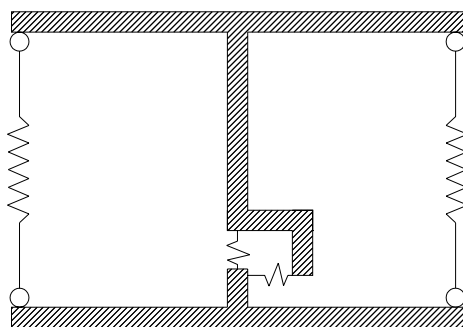


Figura 4.1- Macro-modelo proposto por Linde (1993)

Mais recentemente, vários autores desenvolveram modelos semelhantes ao proposto por Vulcano *et al.* (1988) com recurso a múltiplas molas verticais propondo diferentes leis constitutivas para o betão e para o aço Orakcal *et al.* (2002). Estes macro-modelos demonstraram que de uma forma geral representam um bom comportamento em flexão. Com as molas axiais que reproduzem os limites dos elementos, podem caracterizar com rigor a envolvente de momentos-curvatura se os elementos de betão armado forem controlados predominantemente por flexão, no entanto, são menos exactos para simular a resposta quando o corte é predominante.

Diversos modelos de corte foram desenvolvidos, mas frequentemente não mostraram resultados satisfatórios. Por esta razão, os macro-modelos de elementos não-lineares em corte tentaram frequentemente combinar simplesmente a resposta modelo global com a aquela observada nos ensaios experimentais tentando ajustar o modelo através da alteração

da posição vertical da mola horizontal, para ter em conta indirectamente o comportamento do corte destes elementos.

Filippou *et al.* (1992) propuseram um macro-modelo mais simples para representação do corte (Figura 4.2). Este macro-modelo representa a distorção provocada pelas forças de corte nas zonas inelásticas do elemento, trata-se de um modelo simplificado que pretende apenas uma representação genérica. O macro-modelo desenvolvido consiste em concentrar o comportamento em corte nas molas de translação na extremidade de um elemento central com comportamento infinitamente rígido.



Figura 4.2- Macro-modelo proposto por Filippou *et al.* (1992)

4.4 MACRO-MODELO IMPLEMENTADO

4.4.1 Introdução

Depois de uma breve revisão sobre alguns dos modelos desenvolvidos para representação de elementos de betão armado, em que o comportamento corte tenha uma influência, apresenta-se de seguida a macro-modelo implementado.

Para a idealização do elemento estrutural foi utilizado o macro-elemento de barra já implementado no programa de análise não-linear em flexão PORANL, que consiste na subdivisão do elemento de barra em três sub-elementos, em que os elementos das extremidades concentram o comportamento não-linear e o elemento central tem um comportamento elástico linear.

Dado que já existia um macro-modelo de barra implementado no programa, desenvolvido por Varum (1996), apresentado no Capítulo 2 desta dissertação, optou-se por utili-

zar o macro-modelo já desenvolvido, acrescentando-lhe o comportamento não-linear em corte.

O macro-modelo que existia no programa PORANL tinha a capacidade representar o comportamento linear e/ou não-linear em flexão dos elementos de betão armado. Com a implementação deste modelo de comportamento programa fica capaz de simular os dois efeitos em simultâneo.

O macro-modelo referido admite que as deformações inelásticas estão concentradas nas extremidades dos elementos com uma extensão determinada. O comportamento não-linear em corte de cada uma destas zonas será representado por um modelo histerético descrito neste Capítulo.

4.4.2 Descrição do macro-elemento

O modelo implementado pretende representar o comportamento não-linear de um elemento estrutural de betão armado sujeito a corte e flexão repetida e alternada. O programa de cálculo original, PORANL, com a capacidade de representar o comportamento não-linear em flexão dos elementos de betão armado (Varum, 1996), assim incorporou-se no mesmo macro-elemento de barra a não-linearidade em corte.

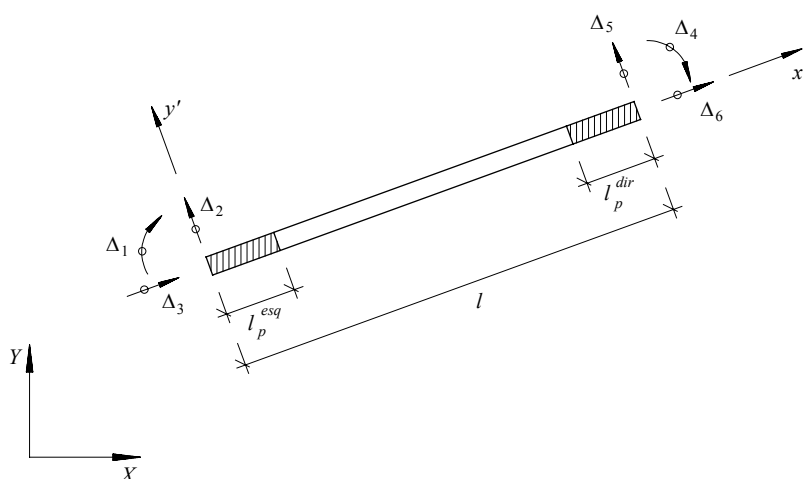


Figura 4.3- Macro-elemento de barra com seis graus de liberdade (Varum, 1996)

Este macro-elemento, descrito no Capítulo 2, é composto por três sub-elementos, um elemento caltral com comportamento linear e dois elementos externos que podem representar as zonas com comportamento não-linear com uma determinada extensão, designada por comprimento de rótula plástica. As deformações inelásticas destas secções

por comprimento de rótula plástica. As deformações inelásticas destas secções são determinadas através da deformação média destes sub-elementos.

O comportamento não-linear em corte é caracterizado por uma curva base tri-linear envolvente (ver Figura 4.4) definida por cinco parâmetros em cada direcção, representando: fendilhação, resistência de pico e a rigidez pós-cedência

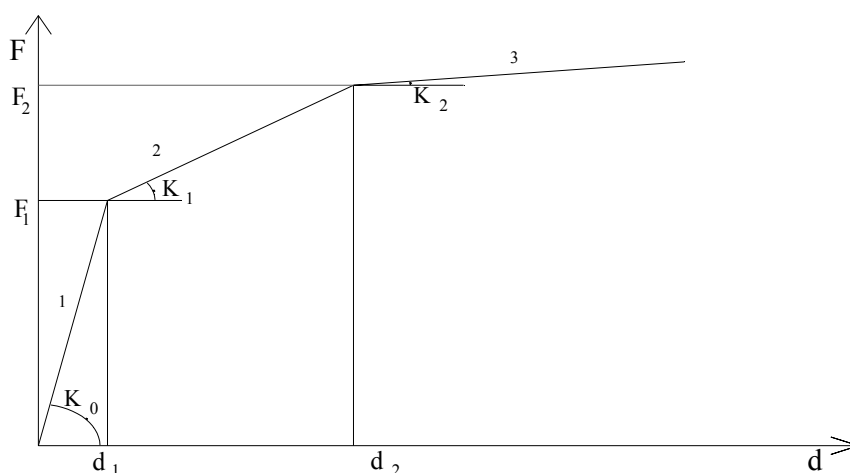


Figura 4.4 - Parâmetros de identificação da curva-base de comportamento para um sentido genérico

K_0 – rigidez inicial (troço 1)

K_1 – rigidez pós-fissuração (troço 2)

K_2 – rigidez pós-cedência (troço 3)

d_1 – deslocamento correspondente à fissuração

d_2 – deslocamento correspondente à cedência

Estes cinco parâmetros são definidos para ambos os sentidos do carregamento, ou seja, para o sentido positivo e negativo de deslocamento, devendo a rigidez inicial K_0 ser igual em ambos os sentidos, uma vez que é calculada directamente a partir das características elásticas do material e da geometria da secção.

Assim, são necessários nove parâmetros para definir a curva-base de comportamento de um elemento (ver Figura 4.5). A possibilidade de definição de parâmetros diferentes para cada um dos sentidos de comportamento, o que possibilita a aplicação desta lei de

comportamento a qualquer tipo de elementos, permitindo simular a existência de assimetrias na geometria da secção ou da armadura.

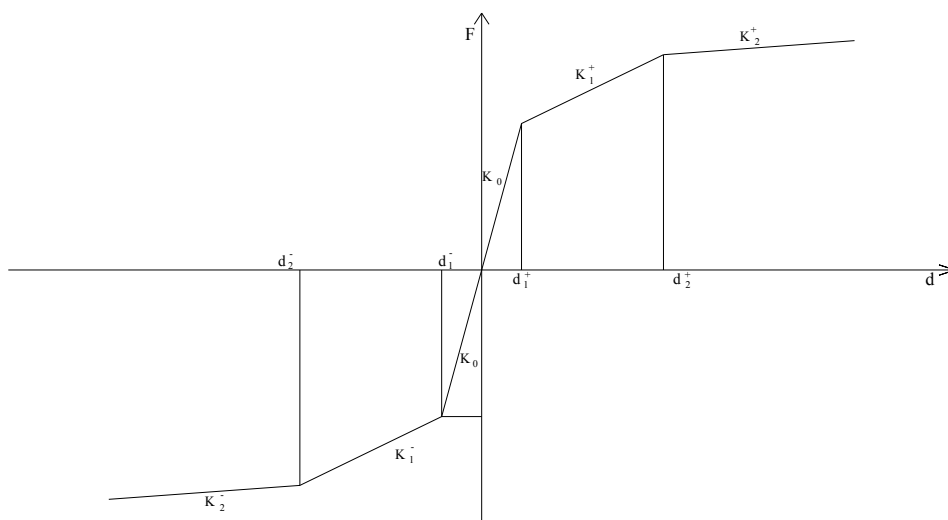


Figura 4.5- Curva base para os dois sentidos

O comportamento histerético em corte é caracterizado, para além da curva de comportamento não-linear, por três parâmetros adicionais que caracterizam: a degradação de rigidez (α), o efeito de aperto ou ‘pinching’ (β) e a degradação de resistência (γ).

4.4.3 Matriz de rigidez

Apresenta-se de seguida a determinação da matriz de rigidez de um elemento estrutural, de acordo com uma metodologia clássica em análise matricial de estruturas, com o objectivo de completar a descrição do modelo estrutural.

O cálculo da matriz de rigidez do macro-elemento será feito em relação graus de liberdade dos nós de extremidade. E dado tratar-se de um modelo plano de estrutura, considerando os três graus de liberdade por nó, obteremos a matriz de rigidez de um macro-elemento com seis graus de liberdade, como se ilustra na Figura 4.3.

Para a determinação da matriz de rigidez global da associação em série dos três sub-elementos do macro-elemento, foram considerados três valores diferentes de rigidez de

flexão (EI) e de rigidez de corte (GA_{red}), condensada aos graus de liberdade de extremidade do elemento global, ver Figura 4.6.

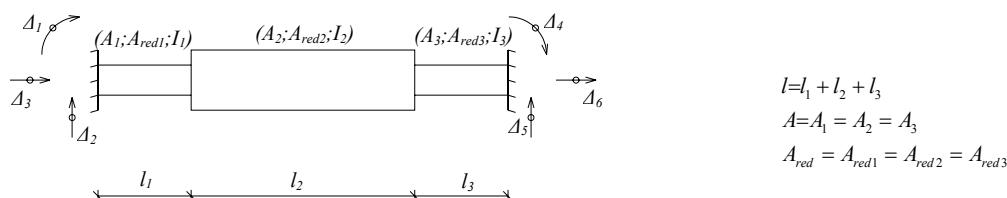


Figura 4.6- Elemento de barra definido pela associação de três sub-elementos com diferentes características geométricas e mecânicas

No início do processo de solicitação, quando os elementos estruturais estão a responder ainda em regime elástico, a rigidez de corte dos sub-elementos extremos é igual à rigidez do elemento central que por sua vez é igual à rigidez elástica. A partir do instante em que é excedido o esforço de corte limite elástico numa qualquer extremidade duma barra corrige-se a sua rigidez de corte, entrando assim em regime não-linear.

A matriz de rigidez da barra é obtida considerando todos os graus de liberdade (três por nó) dos sub-elementos, através do espalhamento adequado da rigidez dos sub-elementos, sendo posteriormente efectuada a redução aos graus de liberdade dos nós extremos do macro-elemento por um processo de condensação estática.

Apresenta-se no Anexo I o cálculo da matriz de rigidez do macro-elemento condensada aos graus de liberdade de extremidade, utilizando a metodologia exposta.

4.4.4 Comprimento da rótula plástica

De acorte com a formulação do macro-elemento de barra de betão armado utilizado a não-linearidade em cort está concentração junto das suas extremidades. De facto, os elementos em que o corte é fundamental a não-linearidade não se concentra apenas junto às extremidades dos elementos de betão armado, como nos elementos em que o comportamento por flexão é dominante, mas ao longo de todo o seu comprimento (CEB 220, 1996). No entanto foi estabelecido o compromisso de manter um macro-modelo com as mesmas características para os dois modelos e trabalhando histeréticos (flexão e corte).

Apesar das limitações impostas pela formulação do macro-modelo, este procedimento poderá não ser de todo errado, dado que em elementos em que se espera que o corte seja predominante o comprimento de rótula plástica pode ser aumentado em detrimento do comprimento de rótula plástica da flexão, e o mesmo pode ser admitido no sentido inverso para a flexão.

4.4.5 Comportamento em corte e flexão

O modelo em causa actua em simultâneo com o modelo de não-linearidade em flexão, mas sem interacção entre si. A utilização de modelos independentes tem sido adoptada por diversos autores (CEB 220, 1996), modelando tal como neste caso o corte apenas como uma aproximação ao fenómeno. Esta separação permite uma grande liberdade na combinação dos modelos de corte com os de flexão, o que é uma grande vantagem face aos modelos que as consideram interligadas.

4.5 COMPORTAMENTO HISTERÉTICO

4.5.1 Introdução

Depois de descrito o macro-elemento implementado para a consideração na não-linearidade em corte em elementos de betão armado no programa de análise não-linear PORANL, descrevem-se agora as regras de histerese que caracterizam o comportamento não-linear em corte destes elementos face a acções cíclicas.

O modelo histerético desenvolvido é baseado no modelo de Takeda e a escolha deste modelo foi baseada em vários aspectos fundamentais, tais como, a versatilidade e o grau de refinamento. O modelo tem a capacidade de trabalhar com curvas de comportamento tri-lineares não-simétricas, tal como o modelo de flexão.

4.5.2 Regras de histerese

O comportamento não-linear em corte dos elementos de betão armado é caracterizado por regras universais, que reflectem a história de carga e dependem da lei de comporta-

mento material imposta. As regras de histerese implementadas são apresentadas de seguida e encontram-se exemplificadas na Figura 4.7.

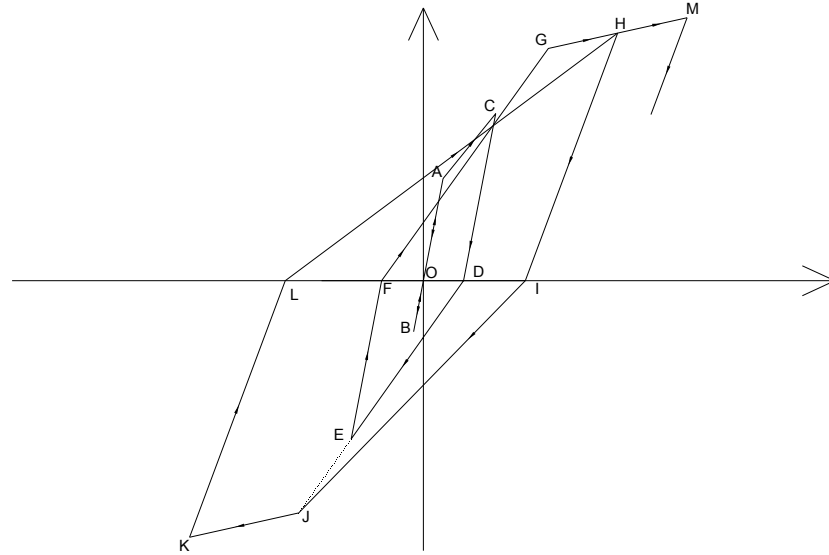


Figura 4.7- Regras de histerese do modelo implementado

Descarga: ocorre quando se dá uma inversão do carregamento, esta é feita considerando ou não a degradação da rigidez, dependendo do ponto em que ocorre essa descarga. Assim, para o modelo implementado temos diferentes valores de rigidez de descarga, dependendo do troço em que ocorre essa mesma descarga. Considera-se que a descarga termina quando o valor da força máxima generalizada se anula.

Se não tiver sido atingido o ponto d_c (A), considera-se que o comportamento é elástico linear e a descarga e a recarga (\overline{AOB}) são sempre feitas em regime elástico com uma rigidez igual à rigidez inicial K_0 .

Se o deslocamento foi maior de d_c , mas ainda não tiver sido atingido o ponto d_y (G ou J), considera-se que a rigidez de descarga ($\overline{CD}; \overline{EF}$) é igual à rigidez elástica (K_0).

Se o deslocamento for maior que d_y então a rigidez de descarga ($\overline{HI}; \overline{KL}$) é definida em função do deslocamento correspondente à cedência (d_y), do deslocamento máximo absoluto ($D_{máx}$), da rigidez equivalente aos primeiros troços da curva base (K_e), obtido pela

expressão 4.1 e de um parâmetro α . O valor da rigidez de descarga é definido de acordo com a expressão 4.2.

$$K_d = K_e \left(\frac{d_y}{d_{máx}} \right)^\alpha \quad (4.1)$$

$$K_e = \frac{K_0 \cdot d_c + K_1 \cdot (d_y - d_c)}{d_y} \quad (4.2)$$

Recarga: quando ocorre uma inversão do sinal da força generalizada dá-se a recarga (ver Figura 4.8), dá-se uma mudança de rigidez, que é definida com base no valor absoluto máximo da força e de deslocamento generalizado ($F_{máx}$ e $D_{máx}$) atingido no ciclo máximo anterior, a rigidez de recarga é dada por:

$$K_r = \frac{F_{máx}}{d_{máx} - d_r} \quad (4.3)$$

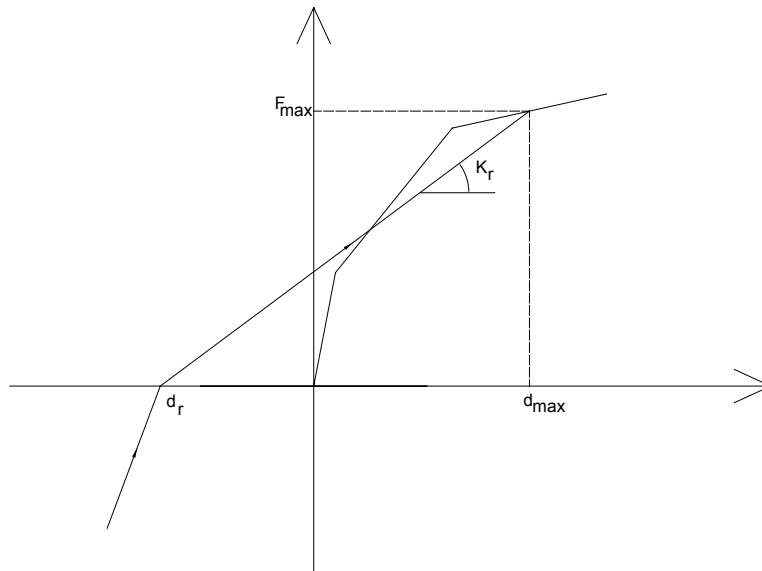


Figura 4.8- Recarga

A rigidez de recarga é sempre calculada a partir da expressão 4.3, sendo que a rigidez de descarga vai diminuindo à medida que os deslocamentos vão aumentando em qualquer um dos sentidos (\overline{FG} ; \overline{IJ} ; \overline{LH}).

Quando o deslocamento máximo ainda não atingiu o d_y , ou seja ainda não ultrapassou o ponto de plastificação, os valores de $F_{máx}$ e $D_{máx}$ são substituídos por F_y e d_y , nesse sentido (G ou J), ou seja, a recarga apontará sempre para o ponto de cedência (\overline{FG} ; \overline{DJ}).

Ciclos internos: tal como no modelo de flexão, este modelo histerético também tem a capacidade de representar os ciclos internos, ou seja, caso se dê a inversão do carregamento antes de serem atingidos os valores máximos dos deslocamentos ou da força no ciclos anteriores o modelo tem a capacidade de reproduzir estes ciclos internos, tendo sempre em conta os valores máximos já atingidos nos ciclos externos.

Efeito de “pinching”: é um efeito muito importante na representação do comportamento em corte de elementos de betão armado, como observado por Oosterle *et al.* (1976, 1979), Wang *et al.* (1975), e por Vallenias *et al.* (1979) e Tae Wan *et al.* (2005). Este efeito, simula um efeito de aperto e é devido à abertura e refechamento das fendas durante a recarga (ver Figura 4.9).

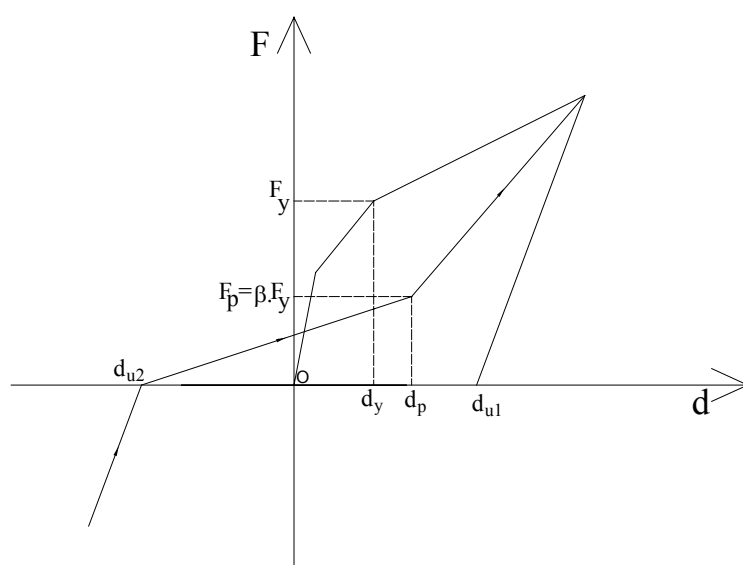


Figura 4.9- Efeito de “pinching”

Este efeito é tido em conta no modelo através do parâmetro β , que afecta a rigidez de recarga, dividindo o ramo de recarga em dois troços com rigidez distinta, introduzindo uma recarga com menor rigidez, dependendo do deslocamento máximo já atingido e rigidez de descarga em ambos os sentidos, a rigidez de recarga do primeiro troço é dada por:

$$d_p = \beta.d_y + (1 - \beta).d_{u1} \quad (4.4)$$

$$K = \frac{\beta.F_y}{d_y - d_{u2}} \quad (4.5)$$

Degradação da rigidez: a degradação de rigidez é controlada pelo parâmetro α , da fórmula (4.4) e (4.5), sendo que quanto maior for o parâmetro α , maior será a degradação da rigidez. Assim, este parâmetro afectará a rigidez de duas formas distintas, a primeira directamente pelas fórmulas referidas alterando a rigidez de descarga, a segunda está directamente relacionada com esta, já que a rigidez da recarga une directamente do ponto onde a força é nula na descarga e a força máxima atingida no ciclo anterior.

Degradação de resistência: a consideração da degradação de resistência fundamenta-se no proposto por Wang *et al.* (1987) e é semelhante ao que foi implementado no modelo de não-linearidade em flexão, baseada no conceito de degradação acumulada, em que a degradação de um elemento estrutural sujeito a forças cíclicas é dependente do máximo deslocamento sofrido por esse elemento durante cada ciclo.

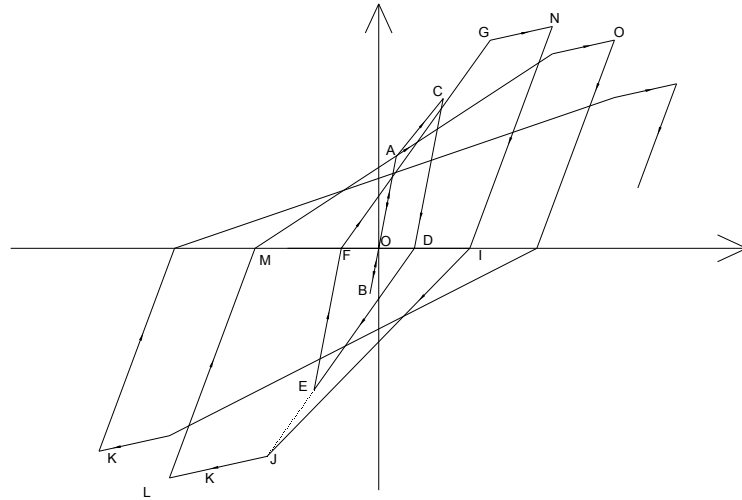


Figura 4.10- Regras de histerese do modelo implementado com degradação de resistência

No modelo implementado a degradação corresponde a um novo valor da força máxima de chegada, como exemplificado na Figura 4.10. A força máxima de chegada, que no caso de não haver degradação corresponderia à força máxima atingida no ciclo anterior, é corrigida por uma nova força. De referir ainda que o facto de se diminuir a força de chegada mantendo o deslocamento vai também provocar uma degradação da rigidez de recarga.

Esta degradação é conseguida à custa de um parâmetro γ , definido por:

$$\gamma = c \sum_{i=1}^N \frac{D_i}{D_f} \quad (4.6)$$

Em que:

C – Constante, menor ou igual a 1;

D_i – Máximo deslocamento do ciclo i ;

D_f – Deslocamento correspondente à cedência do elemento sujeito a um carregamento monotónico definido por:

$$D_f = D_y * \mu \quad (4.7)$$

em que:

D_y - Deslocamento da Curva de comportamento correspondente à cedência.

μ - Ductilidade última generalizada

é de referir que somente os deslocamentos ocorridos numa direcção são acumulados, utilizando valores diferenciados de γ , para carregamentos não simétricos. Wang *et al.* (1987) relacionou este parâmetro de força γ com uma quantidade escalar adimensional, PD, denominada por parâmetro de degradação, cujo valor varia entre 0 e 1 que se relaciona com γ da seguinte forma:

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (4.8)$$

em que n é uma constante que depende dos valores experimentais.

CAPÍTULO 5

INTERFACE GRÁFICO DE PRÉ E PÓS-PROCESSAMENTO DE DADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A quantidade e diversidade de informação resultante das análises não-lineares dinâmicas com recurso a modelos complexos associados a técnicas incrementais iterativas se, por um lado, constituem uma das principais vantagens deste tipo de análises, por outro lado colocam ao analista dificuldades de interpretação (Rodrigues *et al.*, 2004).

Este capítulo é dedicado à descrição do programa de pré e pós-processamento gráfico, VisualANL, desenvolvido com o objectivo de permitir, por um lado, a geração automática e visualização de todos os dados necessários às análises e, por outro, a visualização dos resultados obtidos com os modelos de cálculo implementados no programa PORANL, de análise não-linear de pórticos planos.

Procurou-se que a interface gráfica fosse intuitiva, simples de utilizar e bem integrada no ambiente WINDOWSTM, tendo no decorrer deste trabalho provado constituir uma ferramenta de grande utilidade no apoio às análises realizadas.

5.2 DESCRIÇÃO DA PLATAFORMA VISUALANL

5.2.1 Introdução

O programa VisualANL (ver Figura 5.1) desenvolvido para ambiente WINDOWSTM na linguagem VISUAL BASIC v6.0TM, constitui uma interface gráfica para introdução automática de dados e visualização de resultados de análises efectuadas com o programa PORANL (Rodrigues *et al.*, 2005). As análises contempladas podem ser estáticas lineares ou não-lineares, não-lineares com deslocamentos impostos ou dinâmicas não-lineares.

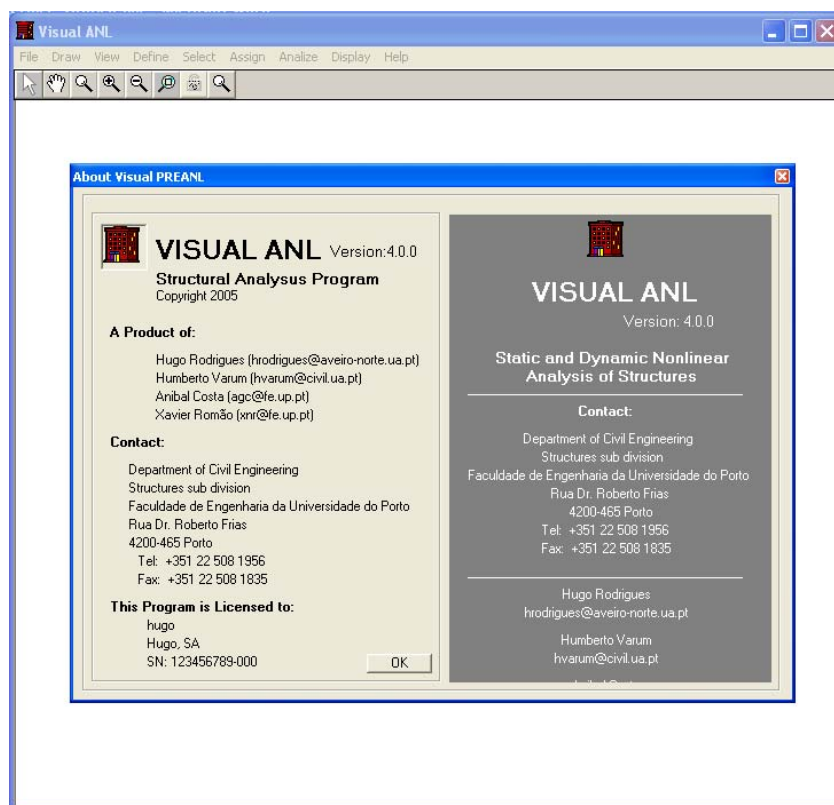


Figura 5.1 - Programa VisualANL

De entre as várias funcionalidades desenvolvidas no programa VisualANL, podem destacar-se as seguintes:

Pré-processamento

- Geração automática da estrutura ou importação da mesma em ficheiros com formato DXF;
- Manipulação da geometria da estrutura;
- Introdução de condições fronteira;
- Definição das características de materiais-tipo com comportamento linear e não-linear;
- Introdução de cargas estáticas (concentradas em nós ou distribuídas em barras);
- Visualização da numeração de nós, elementos, características de cada elemento.
- Definição do tipo de análise e dos dados respectivos

Pós-processamento

- Visualização de diagramas de esforços (M, N e V) na estrutura em qualquer instante;
- Visualização da deformada da estrutura em qualquer instante;
- Visualização da distribuição do índice de dano na estrutura;
- Evolução de esforços, deslocamentos e curvaturas de um elemento;
- Gráficos momento-curvatura de cada secção com comportamento não-linear em flexão;
- Gráficos força-deslocamento de cada painel de alvenaria;
- Gráficos força-distorção de cada secção com comportamento não-linear em corte;
- Gráficos de resultados globais ao nível dos pisos;
- Representação dos modos de vibração;
- Saídas em formato de texto e imagem de todos os resultados.

No que se segue apresentam-se em detalhe algumas das funcionalidades do programa VisualANL.

5.3 MANIPULAÇÃO GRÁFICA

A manipulação gráfica compreende algumas das ferramentas desenvolvidas para apoio a introdução de dados e interpretação de resultados, são utensílios desenvolvidos para facultar ao utilizador uma forma cómoda de trabalhar no ambiente gráfico desenvolvido.

5.3.1 Menu principal do programa

O menu principal do programa permite ao utilizador aceder a todas as ferramentas e opções disponíveis. Este menu está dividido em nove opções, cada uma delas com várias sub-opções (ver Figura 5.2). Descrevem-se seguidamente as opções disponíveis em cada sub-menu:

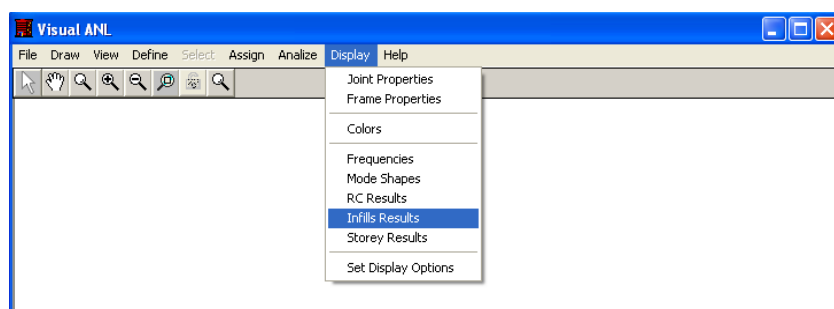


Figura 5.2 – Menu principal

Menu *File*: Este menu permite ao utilizador iniciar um novo problema, salvar o trabalho, imprimir ou exportar em formato de imagem o conteúdo da janela principal e sair do programa.

Menu *Draw*: Neste menu concentram-se todas as opções para a alteração da geometria da estrutura e adição/remoção de elementos. Podem ser adicionados ou apagados elementos de barra e painéis de alvenaria, alterar as coordenadas de um nó ou modificar o comprimento de um vão e a altura de um piso.

Menu *View*: Este menu tem todas as opções de visualização, *zoom*, *pan*, e possibilita a activação ou desactivação da barra de ferramentas para acesso rápido a alguns comandos.

Menu *Define*: Neste menu estão as opções para definição das secções-tipo com comportamento linear, comportamento não-linear em flexão ou em corte, os parâmetros do índice de dano e os materiais-tipo dos painéis de alvenaria.

Menu *Select*: Neste menu estão disponíveis as opções de selecções de barras e nós, que permitem ao utilizador de uma forma simples seleccionar um determinado número de barras ou de nós do problema definido, para executar comandos sobre os elementos seleccionados.

Menu *Assign*: Este menu contempla as janelas para atribuição de propriedades, cargas ou restrições aos elementos da estrutura. Por exemplo, cargas ou restrições de deslocamentos em nós, as características materiais e cargas nos elementos de barra e as características de cada painel de alvenaria, etc.

Menu *Analyze*: Neste menu é definido o tipo de análise a realizar e são introduzidos todos os parâmetros necessários ao tipo de análise escolhido.

Menu *Display*: Este menu tem várias funcionalidades durante a utilização do programa. É aqui que pode ser definido ambiente de trabalho ao nível das cores; pode ser activado ou desactivado o que está representado na janela principal; podem ser vistas as propriedades dos nós ou barras e seleccionar quais e os tipos de resultados a representar.

Menu *Help*: Dá acesso aos ficheiros de ajuda do programa e a um ficheiro com o manual do programa.

Todas as opções destes sub-menus têm teclas de atalho associadas para o seu acesso, de forma a permitir o acesso rápido a alguns comandos sem recorrer à utilização do rato.

5.3.2 Barra de ferramentas

Ao iniciar o programa, esta surge por defeito uma barra de ferramentas (ver Figura 5.3), com algumas das opções mais utilizadas durante a utilização do programa com ícones de acesso rápido, e são também indicadas as coordenadas do ponto no qual está localizado o cursor do rato.

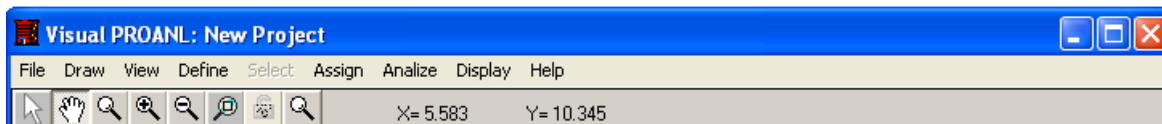


Figura 5.3 – Barra de ferramentas

De salientar uma opção disponível na barra de ferramentas, Opção LOCK. Esta opção, quando activa, impede que o utilizador altere os dados do problema, sendo apenas possível utilizar as ferramentas de manipulação gráfica. Esta opção é automaticamente activada sempre que se realiza uma análise de um problema, podendo ser desactivada com em qualquer momento.

A visualização desta barra pode ser activada ou desactivada no menu *view*, caso seja necessária uma maior área do ecrã disponível para a representação da estrutura.

5.3.3 PAN e ZOOMS

Para uma melhor definição do problema no interface gráfico pelo utilizador foram desenvolvidas algumas ferramentas de auxílio, nomeadamente *zoom's*, ou seja a alteração da escala de representação de uma determinada área, nas quais o utilizador pode aumentar ou diminuir a escala de representação da estrutura (*Zoom In* e *Zoom Out*), pode também escolher apenas uma zona da estrutura a ser representada (*zoom box*) ou centrar toda a estrutura no ecrã (*Zoom All*).

Para ajudar à utilização do *zoom* foi desenvolvido também mais uma opção, denominada por *PAN*, que permite ao utilizador deslocar a estrutura representada em qualquer direcção na janela principal. Assim, o problema pode ser visualizado da forma Mais conveniente.

5.3.4 Opções de visualização

Durante a definição de um determinado problema ou visualização dos resultados da análise é importante verificar as propriedades dos elementos, cargas associadas, restrições nodais consideradas, etc. No entanto, estas propriedades não precisam de estar sempre representadas no ecrã, e o facto de estarem todas representadas em simultâneo pode tornar o ambiente de trabalho pouco agradável e difícil de compreender assim foi definida uma janela de opções (ver Figura 5.4) no menu *Display*, em que pode ser definido as propriedades que se desejam representar na janela principal do programa nesse instante..

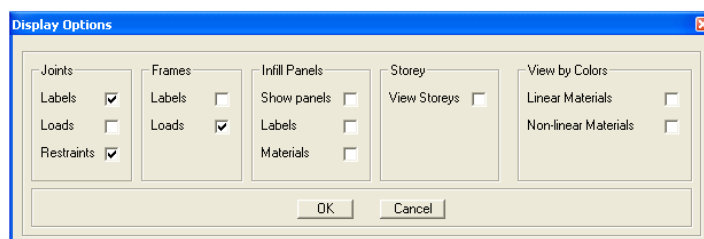


Figura 5.4 – Janela com opções de visualização

Como se pode observar na Figura 5.4 as opções de visualização encontram-se subdivididas em 5 grupos:

- i) O primeiro grupo corresponde às opções de visualização dos nós. Podem ser representados o índice do nó (ver exemplo na Figura 5.5), as cargas e as restrições de deslocamentos associados a cada nó;
- ii) O segundo grupo engloba as opções específicas dos elementos de barra (ver exemplo na Figura 5.5), podendo ser activada a visualização da numeração dos elementos de barra e das cargas distribuídas aplicadas nas barras;
- iii) O terceiro grupo corresponde às opções de visualização associadas aos painéis de alvenaria, onde o utilizador pode optar pela representação ou não dos painéis de alvenaria, da sua numeração e material-tipo associado;
- iv) O quarto grupo corresponde à opção de visualização dos pisos definidos, caso tenham sido definidos os elementos que caracterizam um piso, ao ser activada esta opção vai representar na janela principal do programa os elementos de cada piso com a cor correspondente e colocar uma legenda na extremidade do pisos;
- v) O quinto grupo corresponde às opções de visualização por cores, dos materiais com comportamento linear e não-linear. Para além da representação na

cor respectiva, ao lado de cada elemento será apresentado o material tipo que lhe está associado.

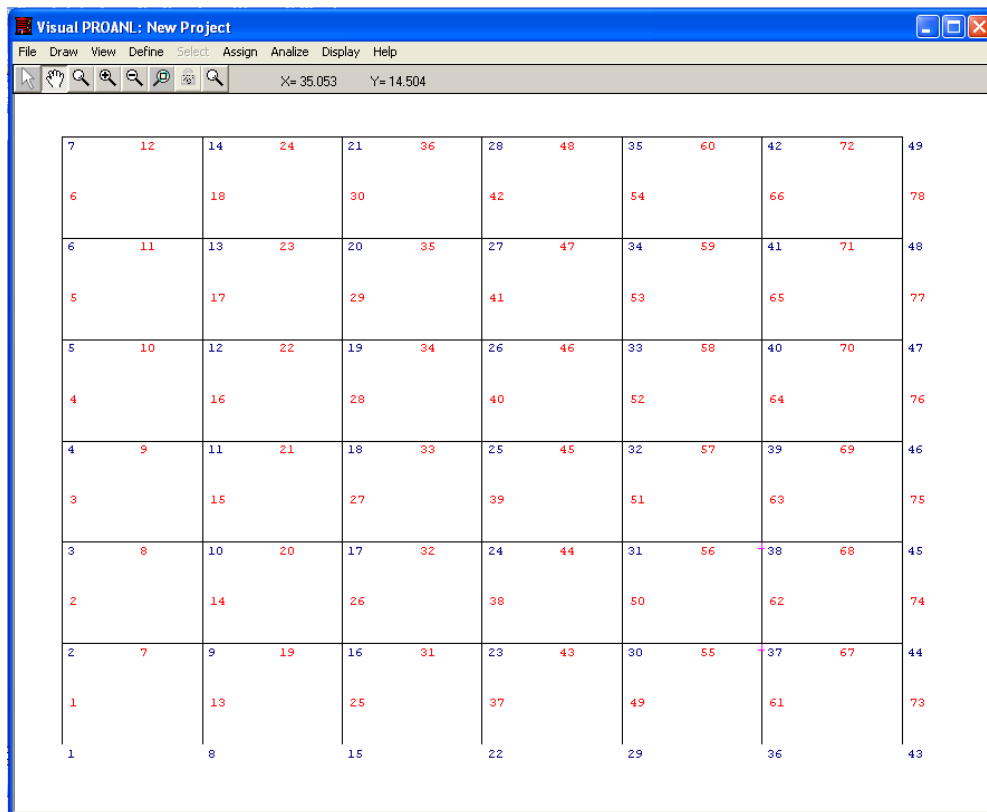


Figura 5.5 – Representação da numeração de nós e elementos de barra

5.3.5 Selecção de barras e nós

Dado que muitas vezes é necessário aplicar uma mesma acção a um determinado número de barras ou nós, como por exemplo a definição de restrições nodais a nós ou propriedades de secções a barras, foi desenvolvido um algoritmo para selecção de barras e nós.

Este algoritmo desenvolvido e implementado nesta interface gráfica segue a mesma filosofia de outros já existentes em programas de cálculo e de desenho. Deste modo, se o utilizador seleccionar com o rato as barras e nós da esquerda para a direita, selecciona todos as barras e nós que o rectângulo tem no seu interior e se a selecção for da direita para a esquerda, selecciona todos os nós e barras interiores e interceptadas pelo rectângulo definido.

É ainda possível seleccionar de barras e nós isolados. Quando o rato passa na proximidade de um elementos de barra ou de um nó, este sobressai ficando destacado dos outros elementos, através da cor vermelha. Caso o rato esteja na proximidade de um elemento se o utilizador clicar no botão direito do rato irá aparecer uma janela com as propriedades principais desse elemento de barra (ver Figura 5.6) ou nó (ver Figura 5.7).

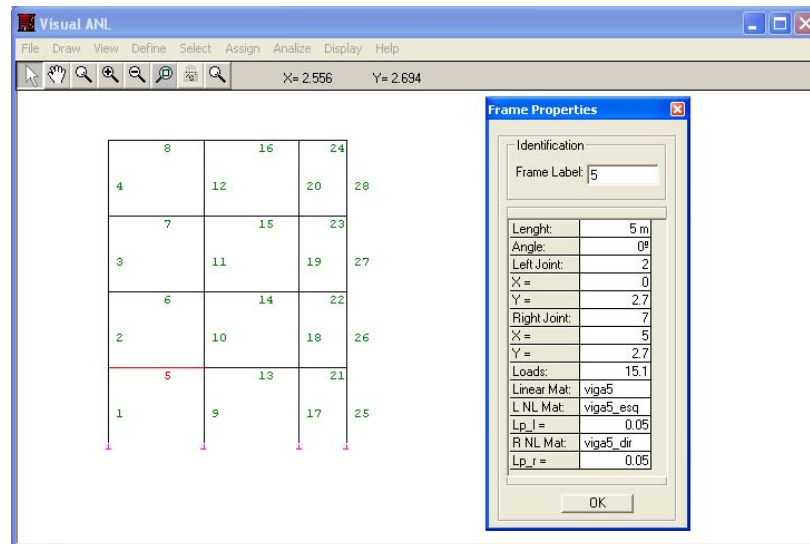


Figura 5.6 – Propriedades de um elemento de barra

Nas propriedades dos elementos de barra é indicado o comprimento da barra, o ângulo que a barra faz com a horizontal, os nós de esquerda e de direita e respectivas coordenadas, as cargas distribuídas e os materiais lineares e não lineares associados a essa mesma barra, assim como os comprimentos das rótulas plásticas.

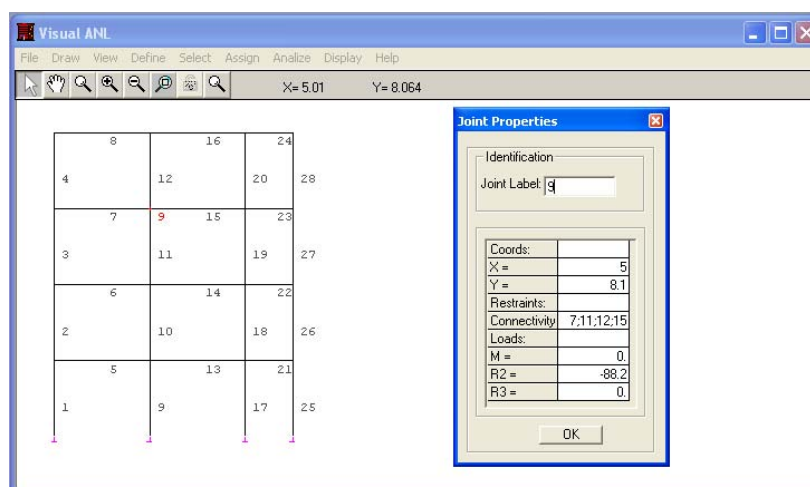


Figura 5.7 – Propriedades de um nó

Nas propriedades dos nós são indicadas as suas coordenadas, as restrições de deslocamentos impostas (apoios), as barras que estão ligadas a esse nó, e as cargas concentradas estáticas (componente horizontal, vertical e momento)

5.3.6 Cores

Dadas as vantagens na representação gráfica desta ferramenta desenvolvida também foram tidas em conta as preferências gráficas de representação por parte do utilizador. Assim, este tem a possibilidade, através de uma janela de diálogo (ver Figura 5.8) de escolher as cores para representação dos distintos elementos estruturais na janela principal do programa.

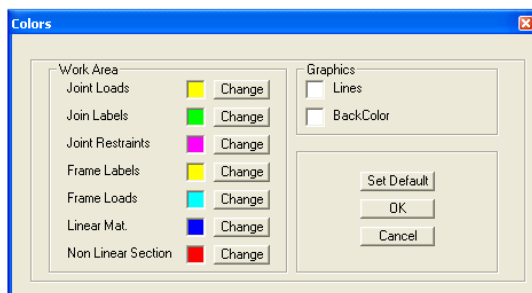


Figura 5.8 – Janela de definição de cores

5.4 PRÉ-PROCESSAMENTO

Todo o programa de pré e pós-processamento constitui uma plataforma única. No entanto, para uma melhor compreensão desta interface desenvolvida, descreve-se os módulos de pré-processamento incluindo a entrada de dados como definição da geometria, cargas, características de materiais (com comportamento linear e não-linear em flexão e em corte), condições de apoio e definição dos painéis de alvenaria ou seja, toda a informação necessária à definição do problema estrutural.

A descrição do pré-processador é feita numa sequência coerente de definição de um problema de análise estrutural. Contudo, como referido anteriormente, é de salientar que uma das grandes vantagens deste interface reside na possibilidade de introduzir os dados sem obedecer a uma ordem rígida.

5.4.1 Geração da geometria da estrutura

O início um problema pode ser feita de duas formas (ver Figura 5.9): i) definindo uma malha inicial de suporte da geometria da estrutura, indicando o número de vãos, número de pisos e respectivas dimensões; ii) importando um ficheiro vectorial com a geometria em formato DXF.

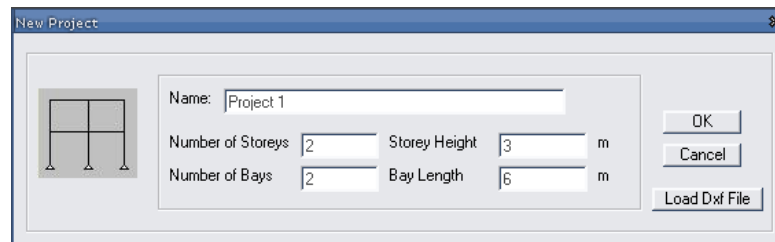


Figura 5.9 - Definição da geometria da estrutura

Depois de definida a geometria-base da estrutura (ver exemplo da Figura 5.10) esta é representada no programa e será sempre sobre esta base que o utilizador irá trabalhar.

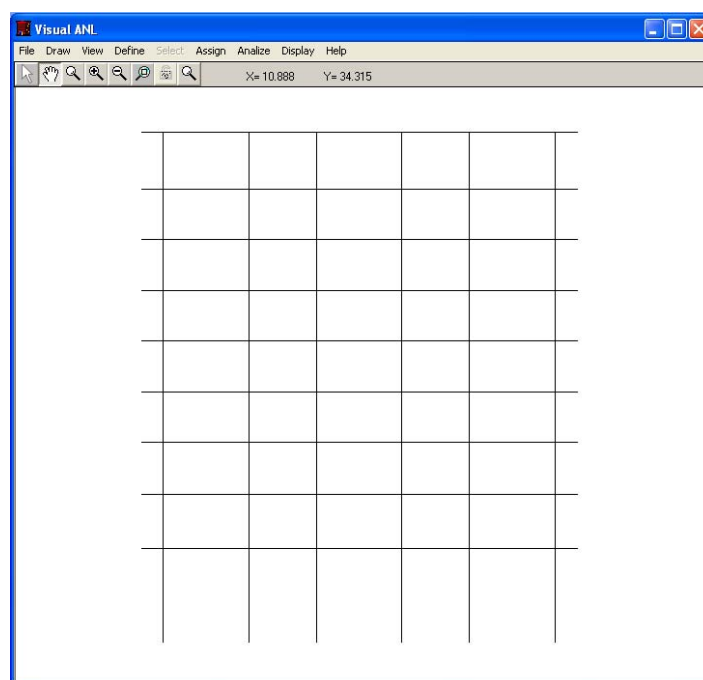


Figura 5.10 – Exemplo da visualização de uma estrutura

Depois da introdução da geometria-base, o utilizador poderá ainda corrigir a mesma, alterando os comprimentos dos vãos, altura dos pisos, adicionar ou apagar barras, bem como alterar as coordenadas de nós.

No programa VisualANL é definida uma numeração automática dos nós e barras. Por defeito, a numeração dos nós e das barras é feita com uma numeração independente e a atribuição do número de cada um é feita seguindo algoritmos de numeração independente que numeram de baixo para cima e da esquerda para a direita os nós e as barras. Esta numeração é actualizada, de cada vez que é introduzido ou eliminado um elemento de barra.

5.4.2 Definição das características dos elementos de barra

5.4.2.1 Secções com comportamento linear em flexão

As secções-tipo com comportamento linear são declaradas sequencialmente e, para cada uma, são definidas as suas características, nomeadamente (ver Figura 5.11): base e altura ou inércia e área da secção, peso específico do material e módulo de elasticidade. As características de cada secção podem ser alteradas a qualquer momento da introdução de dados, sendo também possível importar as características das secções através de um ficheiro de texto.

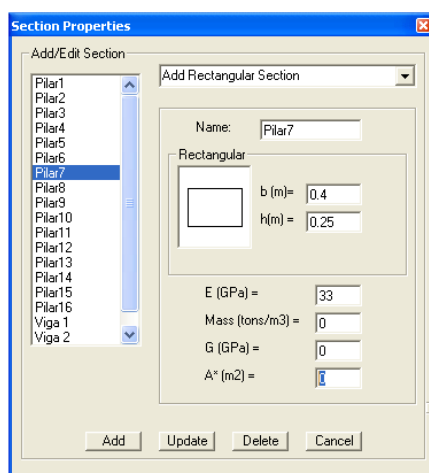


Figura 5.11 - Definição das secções-tipo com comportamento linear

5.4.2.2 Secções com comportamento não-linear em flexão

Na formulação de elemento considerada no programa de análise estrutural, previamente descrita no Capítulo 2 do presente trabalho, cada elemento de barra é discretizado em três sub-elementos, um elemento central com comportamento linear e dois sub-

elementos nas extremidades com comportamento não-linear. Estes últimos elementos definem as rótulas plásticas. Deste modo, tal como se pode observar na Figura 5.12, para cada secção-tipo com comportamento não-linear, o utilizador deverá definir os parâmetros da curva tri-linear de comportamento, bem como os parâmetros necessários para o cálculo do índice de dano da estrutura.

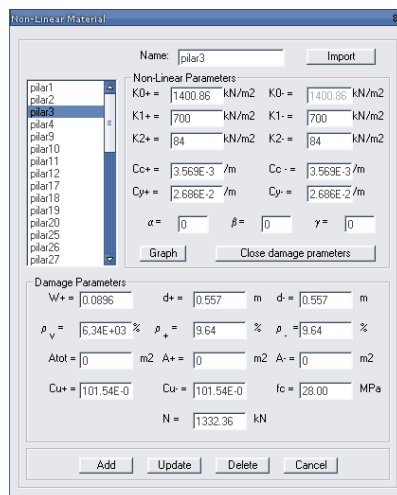


Figura 5.12 - Definição das secções-tipo com comportamento não-linear

De referir ainda que, tal como na definição das secções com comportamento linear, também se podem editar os materiais não-lineares já introduzidos, bem como importar as suas características através de um ficheiro de texto. A curva de comportamento da secção pode ser visualizada graficamente pelo utilizador.

5.4.2.3 Obtenção das curvas de comportamento não-lineares em flexão

Para a definição das curvas de comportamento não-lineares em flexão é usado um programa de análises de secções de betão armado, desenvolvido em FORTRANTM, por Vaz (1996). O programa permite obter das curvas de comportamento de secções de betão armado através de um modelo de fibras. Assim, desenvolveu-se uma aplicação gráfica para suporte a este programa que foi também integrada no ambiente gráfico VisualANL. Deste modo a plataforma gráfica funciona apenas como uma ferramenta única com um ambiente de trabalho intuitivo, e fácil de utilizar.

Seguidamente, é possível visualizar na Figura 5.13 a janela principal do BIAX, de interação com o utilizador. De referir também que esta interface já se encontra preparada

para interagir com outro programa de obtenção das curvas de comportamento de secções de betão armado, TRILIN, desenvolvido por Arede *et al.* (1996)

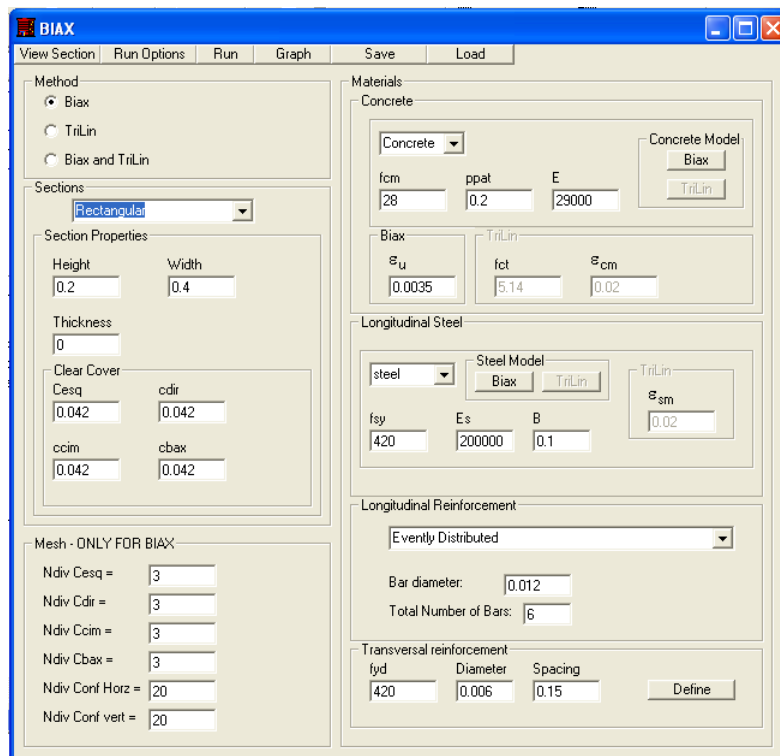


Figura 5.13 – Janela principal do BIAx

Na janela principal do programa o utilizador define os principais parâmetros para a definição da secção, nomeadamente: a geometria, a espessura de recobrimento, a densidade malha, as características mecânicas dos materiais (aço e betão de acordo com as leis materiais consideradas pelos programas) e a armadura longitudinal e transversal. Para a definição da armadura longitudinal o utilizador pode optar por uma forma rápida que é a distribuição pela secção de betão armado de um determinado número de varões com o mesmo diâmetro (*Evenly distributed*). Esta distribuição é feita de acordo com uma ordem de posicionamento dos varões definida através de um algoritmo que ajusta o número de varões às dimensões da secção, ou então pode optar por outra opção (*Custom*) (ver Figura 5.14) na qual o utilizador pode definir a posição e diâmetro de cada varão.

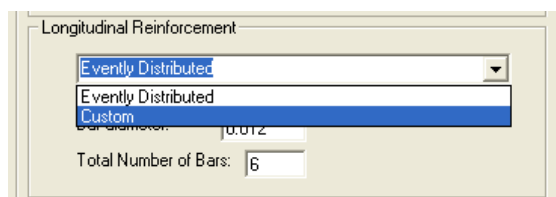


Figura 5.14 – Definição da distribuição da armadura longitudinal

Com a selecção da opção *Custum*, o utilizador pode definir a armadura posicionando o rato na secção transversal (ver Figura 5.15), podendo ainda com o rato modificar o diâmetro do varão ou apagar varões. É possível também modificar na tabela da direita as coordenadas do centro do varão ou o seu diâmetro, sendo estas alterações automaticamente actualizadas na representação da secção transversal.

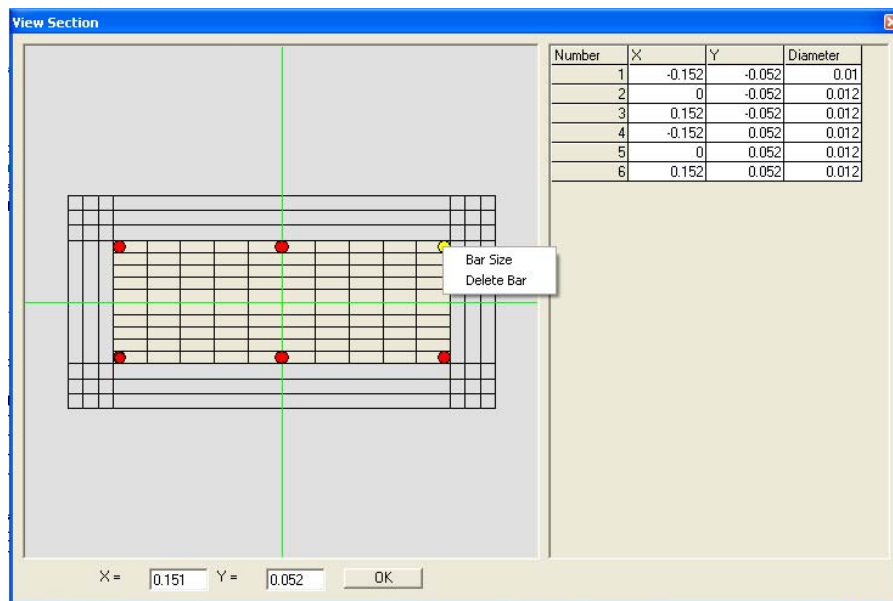


Figura 5.15 – Definição da armadura longitudinal

Depois de definidos dos os parâmetros que caracterizam a secção transversal o utilizador introduz na janela *run options* (ver Figura 5.16) algumas opções de cálculo, como o número de pontos a utilizar, lei de esforço axial e as curvaturas na direcção transversal e longitudinal. Estas leis podem ser geradas automaticamente como leis lineares ou com recurso a leis previamente definidas em ficheiros de texto.

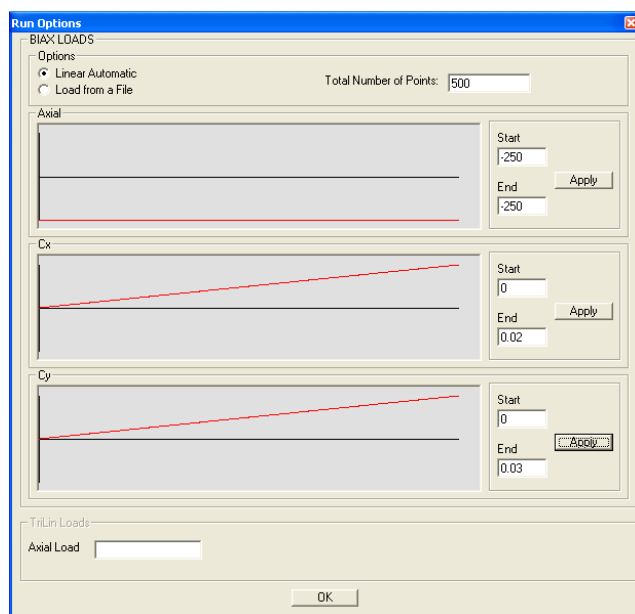


Figura 5.16 – Definição dos dados para a análise

Depois de correr o programa BIAx, podem ser observados os resultados em termos gráficos. Na janela de resultados apresentada da Figura 5.17, está representado um exemplo. Como pode ser visto é apresentada a curva de resultados do BIAx, para a curva obtida é gerada uma curva tri-linear aproximada também é representada, podendo ainda o utilizador ajustar esta curva da forma que achar mais conveniente.

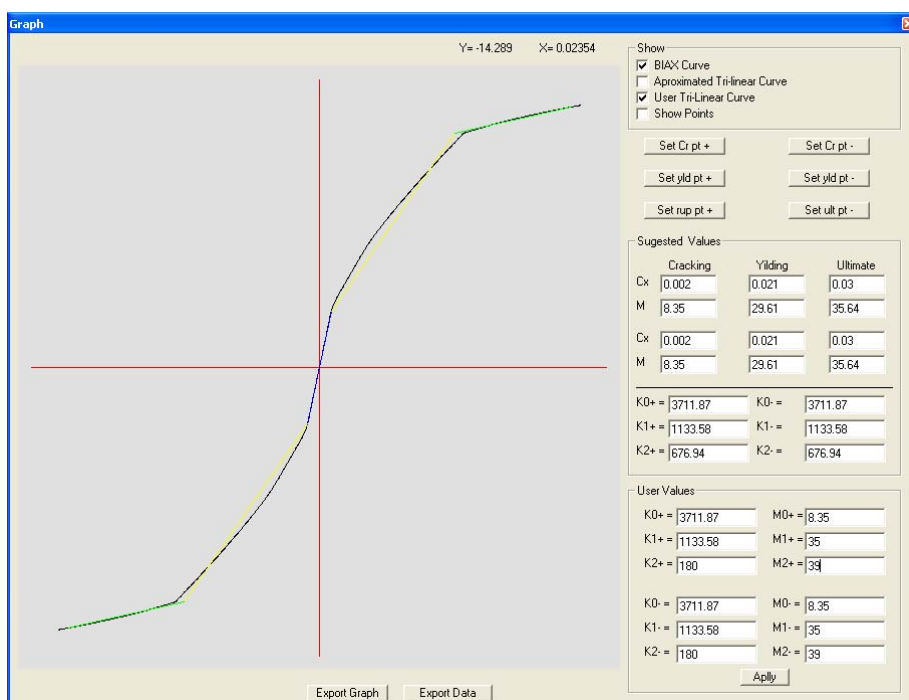


Figura 5.17 – Visualização e tratamento de resultados

5.4.2.4 Secções com comportamento não-linear em corte

Como já foi referido no Capítulo 4 deste trabalho, a foi adoptado o mesmo macro-elemento de barra utilizado na flexão, para a consideração da não-linearidade em corte. Assim como cada elemento de barra é discretizado em três sub-elementos, um elemento central com comportamento linear e dois sub-elementos nas extremidades onde se concentra a não-linearidade em corte. Assim, para cada secção-tipo com comportamento não-linear, o utilizador deverá definir os parâmetros da curva tri-linear de comportamento em corte a associar a cada elemento (Ver Figura 5.18).

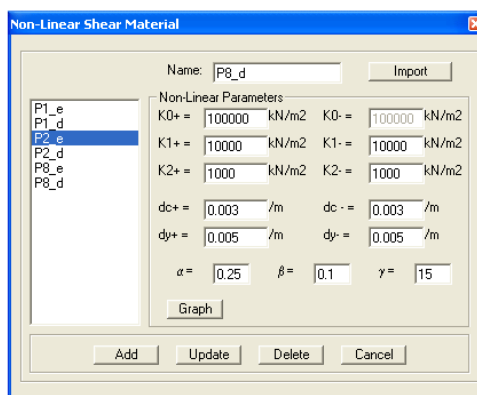


Figura 5.18 - Definição das secções-tipo com comportamento não-linear em corte

5.4.2.5 Definição das propriedades geométricas e materiais dos elementos de barra

Para cada elemento ou grupo de elementos são definidas as seguintes propriedades:

- i) associação de um material-tipo com comportamento linear; ii) comprimento das rótulas plásticas (à esquerda e à direita do elemento); iii) material com comportamento não-linear associado a cada rótula plástica em flexão e em corte. Na Figura 5.19 é representada a janela de diálogo referente à definição das propriedades dos elementos.

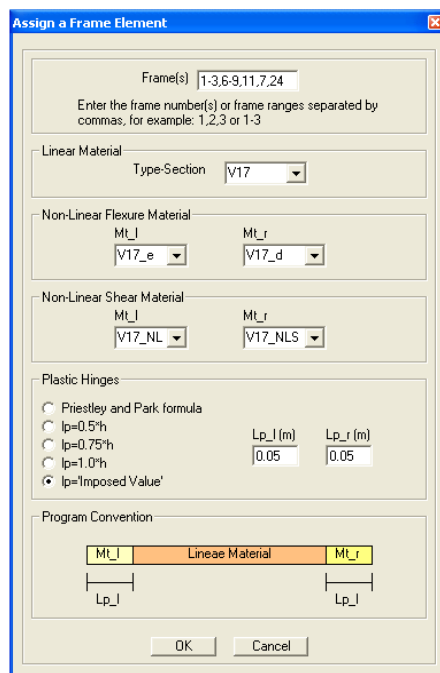


Figura 5.19 - Definição das propriedades dos elementos

De referir ainda que as características específicas não têm que ser definidas barra a barra, podendo ser definidas para um conjunto de barras, respeitando as indicações do programa e associando a esse conjunto apenas uma das características. Por exemplo, o utilizador pode em primeiro lugar seleccionar todos os pilares, impondo para todos o mesmo comprimento de rótula plástica, e de seguida, pode seleccionar apenas uma prumada associando a esta um dado material tipo com comportamento linear.

5.4.3 Definição das características dos painéis de alvenaria

5.4.3.1 Definição de painéis de alvenaria

Para a definição de um painel de alvenaria na estrutura é assumido que esse painel ficará ligado a quatro nós existentes na estrutura. Assim, para a introdução de um painel de alvenaria, o utilizador tem que indicar os nós que delimitam esse painel (ver Figura 5.20).

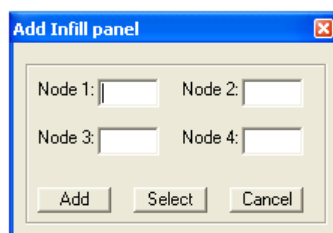


Figura 5.20 - Adição dos painéis de alvenaria (por indicação dos nós)

A introdução dos painéis de alvenaria pode ser feita com o rato. Assim, se o utilizador carregar na opção *Select* da janela de dialogo apresentada na Figura 5.20, a janela de definição dos 4 nós que limitam o painel desaparece e o utilizador aproximando o rato da área onde pretende introduzir um painel, os quatro nós mais próximos desse ponto ficam sobressaídos (ver Figura 5.21). Se forem estes os pontos desejados para a definição do painel, basta clicar com o botão esquerdo do rato e o painel é adicionado.

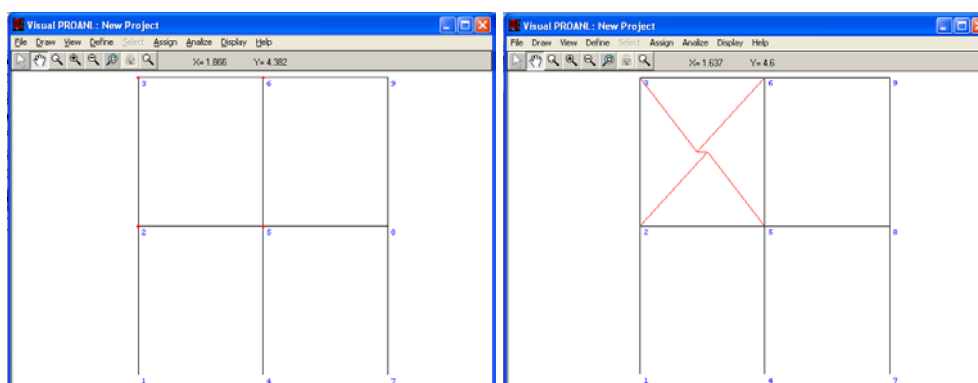


Figura 5.21 – Adição de painéis de alvenaria (com o rato)

5.4.3.2 Materiais tipo dos painéis de alvenaria

Como descrito no Capítulo 3 deste trabalho, na formulação do macro-modelo dos painéis de alvenaria considerada no programa de análise estrutural, cada painel é constituído por 5 elementos de barra, quatro diagonais com comportamento rígido, linear elástico, e um elemento central com comportamento não-linear. É neste último elemento que se concentra todo o comportamento não-linear associado ao painel. Assim, tal como se pode observar na Figura 5.22, para cada painel-tipo, o utilizador deverá definir os parâmetros da curva penta-linear de comportamento.

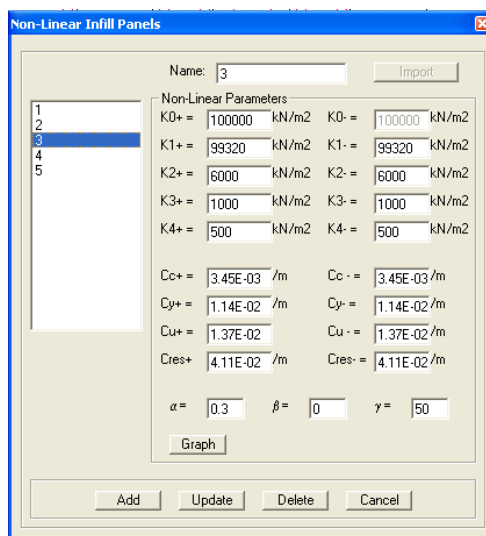


Figura 5.22 - Definição da curva de comportamento dos painéis de alvenaria

De referir ainda que, tal como na definição das secções-tipo para os elementos de barra, também se podem editar ou apagar os materiais não-lineares já declarados. A curva de comportamento do painel pode ser visualizada graficamente pelo utilizador.

5.4.4 Restrição de deslocamentos nodais (apoios)

Como se trata de um programa que contempla um modelo estrutural bidimensional, o utilizador poderá restringir os graus de liberdade de um dado nó, ou grupo de nós, correspondentes ao problema plano, nomeadamente, os deslocamentos na direcção x ou y ou a rotação do nó. Na Figura 5.23 representa-se a janela de diálogo onde são definidas as restrições dos nós. Para facilitar a imposição de condições de apoio foram definidas teclas de atalho para os possíveis tipos de apoio.

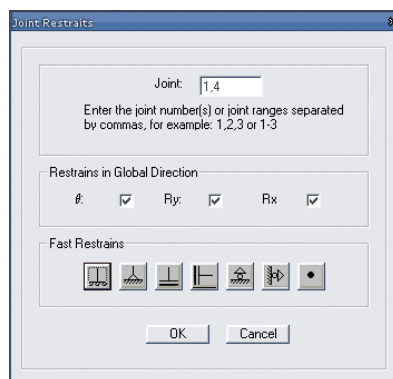
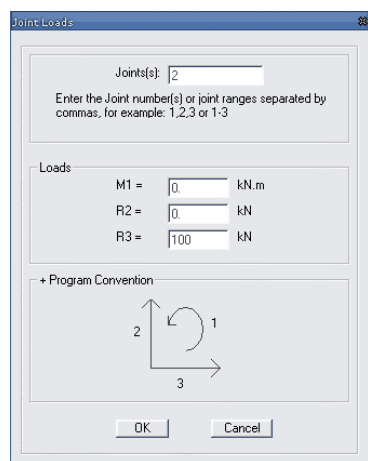


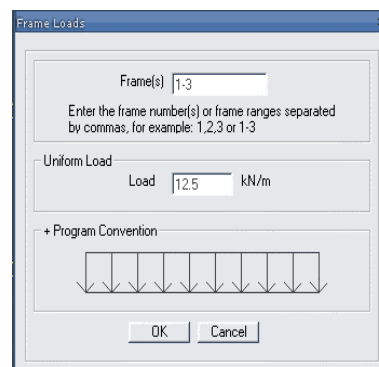
Figura 5.23 - Definição das condições de apoio

5.4.5 Cargas estáticas

As cargas estáticas directamente aplicadas em nós podem ser forças concentradas segundo x ou y ou momentos concentrados (ver Figura 5.24-a). Para as barras apenas está contemplada a hipótese de carregamento uniformemente distribuído ao longo do comprimento total da barra e perpendicular a esta, como se representa na Figura 5.24-b. Outros tipos de carregamento no interior da barra podem ser declarados como cargas concentradas nos nós de extremidade, pelas cargas nodais equivalentes. Salienta-se que nas janelas de diálogo para introdução de cargas são representadas as convenções positivas de forças assumidas pelo programa PORANL. Refere-se ainda que em qualquer momento o utilizador pode apagar ou alterar cargas previamente introduzidas.



a) Definição de cargas em nós



b) Definição de cargas distribuídas em barras

Figura 5.24 - Definições das cargas estáticas

5.5 CÁLCULO

Este Capítulo debruça-se essencialmente na descrição do ambiente gráfico, VISUALANL, de suporte ao processador PORANL, um programa de análise não-linear em flexão de pórticos planos, desenvolvido por Varum (1996), tendo sido, posteriormente, incorporado por Romão (2002) um modelo de dano e agora durante o desenvolvimento deste trabalho os modelos de não-linearidade em corte e a participação dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta estrutural.

Quando se executa o cálculo da estrutura, o VISUALANL prepara os ficheiros em formato de texto para o PORANL, executa-o de seguida e disponibiliza opções de pós-

processamento que utilizam os ficheiros de resultados produzidos pelo PORANL, estes também em formato de texto. Na realidade são utilizados dois programas distintos (VISUALANL e PORANL), embora o utilizador trabalhe apenas num ambiente gráfico sem ter que interagir directamente com o programa de análise estrutural.

O programa PORANL contempla vários tipos de análise, nomeadamente: i) análise estática elástica linear; ii) análise estática não-linear; iii) análise não-linear dinâmica; iv) análise não-linear por deslocamentos impostos; e, v) cálculo das frequências próprias e modos de vibração da estrutura. Cada opção de cálculo foi contemplada e programada no VISUALANL.

5.5.1 PREPOR

O PREPOR é de um conjunto de sub-rotinas desenhadas para preparar alguns ficheiros para o cálculo.

Uma das sub-rotinas importantes implementadas tem a função de re-numeração dos índices dos nós da estrutura, estes índices podem ser re-numerados por uma de duas convenções para que o programa implementadas. Esta re-numeração tem como objectivo que durante o processo de assemblagem da matriz rigidez se produzir a menor banda da matriz equivalente, de forma a reduzir o tempo de cálculo. No entanto, o utilizador não é afectado por esta re-numeração, dado que a interface gráfica trata sempre os resultados com a numeração indicada desde o início do problema.

Outra sub-rotina desenvolvida define os painéis de alvenaria como elementos de barra, dado que o utilizador trata cada painel de alvenaria como um macro-elemento. Contudo, o programa descretiza este macro-elemento em cinco elementos de barra, em que os quatro elementos de apoio ao elemento central têm de ter características de rigidez à flexão e axial muito específicas para que tenham um comportamento tipo biela infinitamente rígida, sem no entanto introduzir problemas de convergência. Além destes quatro elementos, é definida a rigidez elástica do elemento central dependente do valor inicial da curva de comportamento que está associada a cada painel, por forma a que no cálculo das frequências próprias e modos de vibração sejam tidos em conta a participação dos painéis de alvenaria.

5.5.2 Frequências próprias e modos de vibração

Nesta opção (ver Figura 5.25) são determinadas as frequências próprias da estrutura e os correspondentes modos de vibração, sendo as frequências apresentadas numa tabela e os modos de vibração representados graficamente (ver Figura 5.26). Após a avaliação das frequências próprias da estrutura, estas poderão ser utilizadas no cálculo dos coeficientes que definem a matriz de amortecimento de Rayleigh.

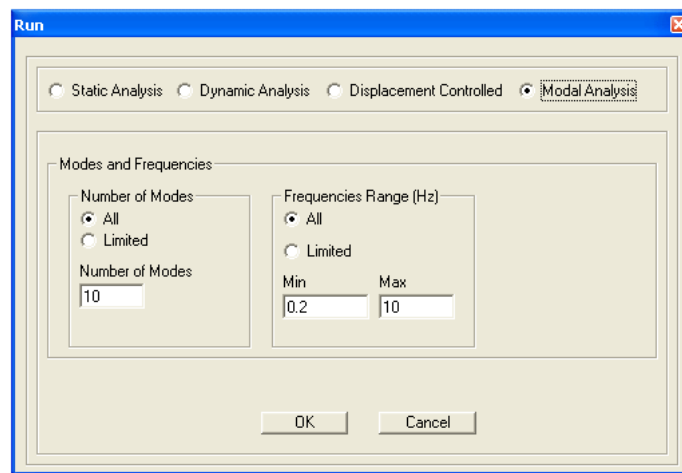


Figura 5.25 – Janela de interface para o cálculo das frequências

A determinação das frequências e modos de vibração é realizada através do programa de cálculo PREANL (Varum, 1996). Assim esta ferramenta gráfica apresenta mais uma das suas vantagens, pois tem todas as ferramentas de cálculo integradas, pelo que o utilizador apenas utiliza o processador gráfico para interagir com o programa.

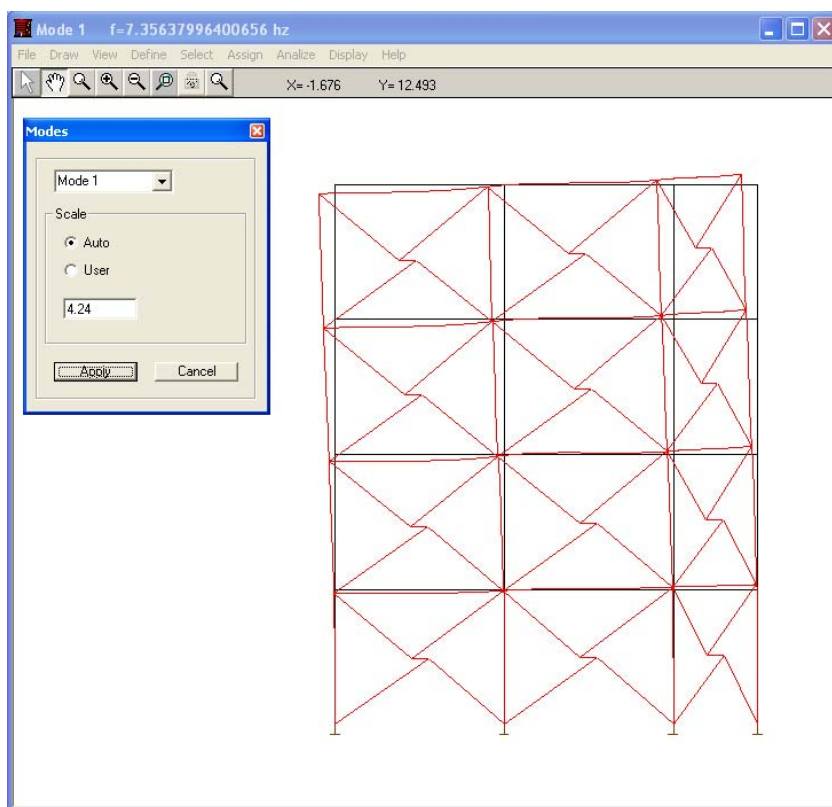


Figura 5.26 – Representação de um modo de vibração de uma estrutura

Na janela apresentada para a determinação das frequências próprias e modos de vibração é dada a opção ao utilizador de previamente escolher o número de modos que deseja ver representados e o intervalo de frequências a representar. Esta opção não reduz o tempo de cálculo pois todas as frequências serão calculadas, tantas quanto o número de graus de liberdade do problema.

5.5.3 Análise estática

Além dos dados relativos à geometria, apoios, propriedades dos materiais e carregamento da estrutura, para executar uma análise estática linear ou não-linear, o utilizador apenas tem de indicar o tipo de análise que pretende realizar.

5.5.4 Análise não-linear com deslocamentos impostos

Na análise por deslocamentos impostos, o utilizador impõe a um ou mais nós uma lei de deslocamentos segundo uma dada direcção. As leis de deslocamentos impostos são importadas de ficheiros de texto, representadas graficamente, podendo ser aplicado um factor de ampliação/redução a cada lei individual (ver Figura 5.27).

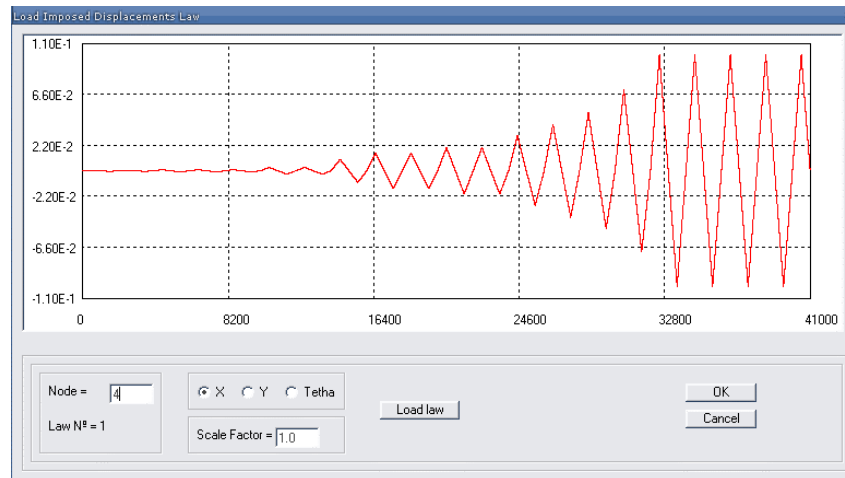


Figura 5.27 - Leitura da lei de deslocamentos impostos

5.5.5 Análise dinâmica não-linear

Para realizar uma análise dinâmica o utilizador define como se pode ver na Figura 5.28: i) um acelerograma (que é importado de um ficheiro de texto); ii) o método de integração das equações de equilíbrio dinâmico (Wilson- θ , Newmark ou Método das Diferenças Centrais); e, iii) os parâmetros de definição da matriz de amortecimento de Rayleigh. Os parâmetros de definição da matriz de amortecimento podem ser calculados no VISUALANL.

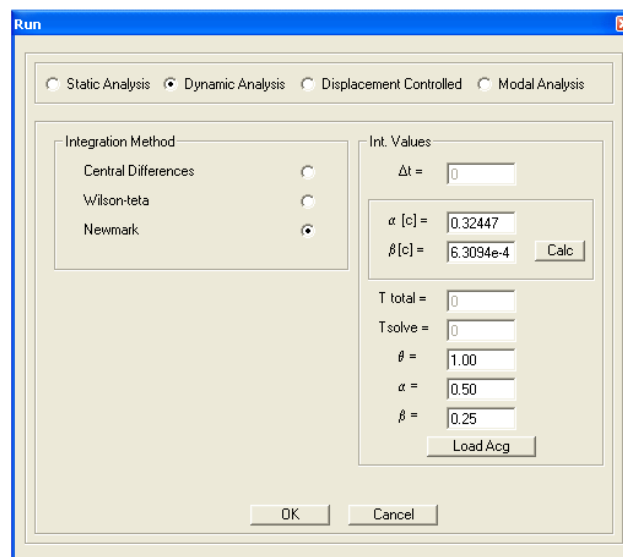


Figura 5.28 - Dados necessários para a análise dinâmica

Após leitura do acelerograma, este é representado e o utilizador pode aplicar-lhe um coeficiente de ampliação/redução, reduzi-lo a outro passo de integração, ou ainda cortar parte do acelerograma. Na janela de diálogo referente à definição do acelerograma, representada na Figura 5.29, o utilizador deve ainda indicar em que instantes se pretende guardar a informação relativa à resposta estrutural (deslocamentos, esforços, reacções, etc).

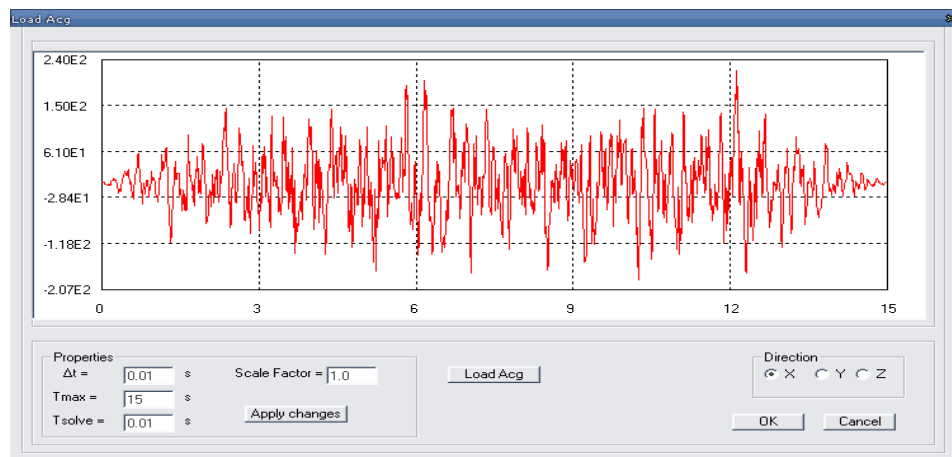


Figura 5.29 - Leitura e correcção do acelerograma

5.6 VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS

O pós-processamento consiste na visualização dos resultados do cálculo da estrutura e implica que tenham sido realizadas todas as instruções de pré-processamento relativas ao tipo de análise desejada e que tenha sido efectuado o cálculo.

As opções de visualização de resultados dependem do tipo de análise estrutural realizada. Por exemplo, em análises de integração no tempo é permitido visualizar as evoluções dos esforços locais, o que não se verifica para resultados de análises estáticas.

5.6.1 Deformada da estrutura

Quando é seleccionada a opção de visualização da deformada (ver Figura 5.30), o programa vai representar a mesma sobre a estrutura com um factor de escala, calculado automaticamente, podendo este ser alterado pelo utilizador, de forma a visualizar a deformada de forma mais conveniente.

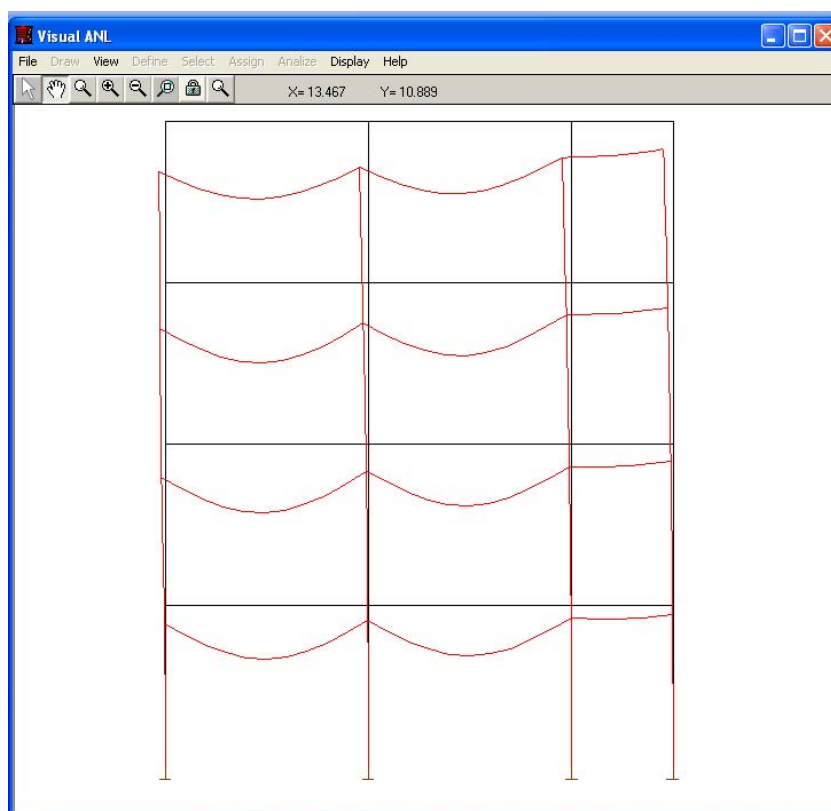


Figura 5.30 - Deformada da estrutura

Quando a deformada está activa para um dado instante, o utilizador poderá seleccionar uma barra com o rato visualizando: a deformada dessa barra no seu referencial local; o valor máximo positivo e negativo da deformação (deslocamento transversal à barra); o valor da deformada em qualquer ponto da barra (ver exemplo da Figura 5.31).

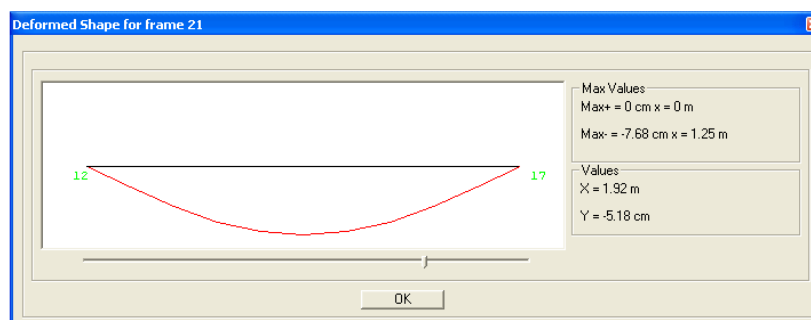


Figura 5.31 - Deformada no referencial local de uma barra

5.6.2 Diagramas de esforços na estrutura

A visualização dos diagramas de esforços é feita de forma semelhante à da deformada. O utilizador selecciona o instante em que deseja ver os esforços da estrutura escolhendo também que tipo de esforço pretende, nomeadamente: esforço axial N , esforço transversal V ou momento-flector M (ver Figura 5.32).

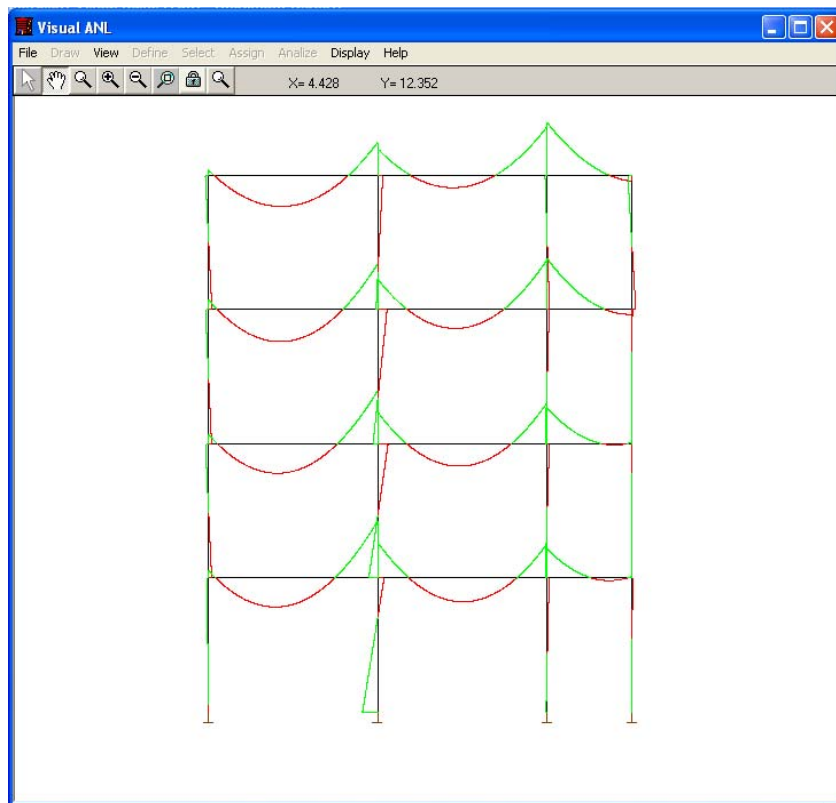


Figura 5.32 - Diagramas de momentos na estrutura

Quando são representados os diagramas de esforços da estrutura, aparece na janela de opção a indicação dos esforços máximos positivo e negativo em toda a estrutura e o elemento onde estes ocorrem (Figura 5.33).

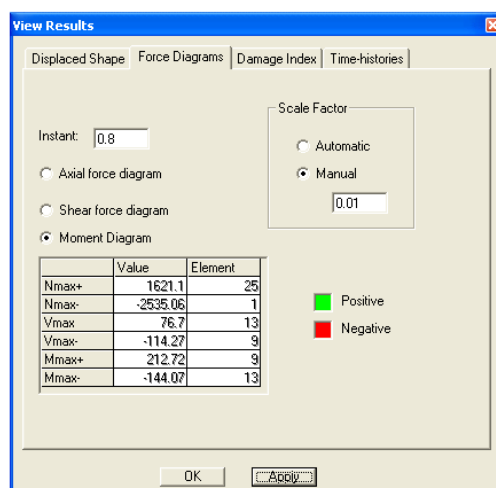


Figura 5.33 - Diagramas de esforços

O utilizador poderá seleccionar uma barra visualizando, assim, os diagramas de esforços da mesma, a indicação dos máximos e mínimos nessa barra e poderá ainda verificar o valor dos esforços em qualquer secção da barra (Figura 5.34).

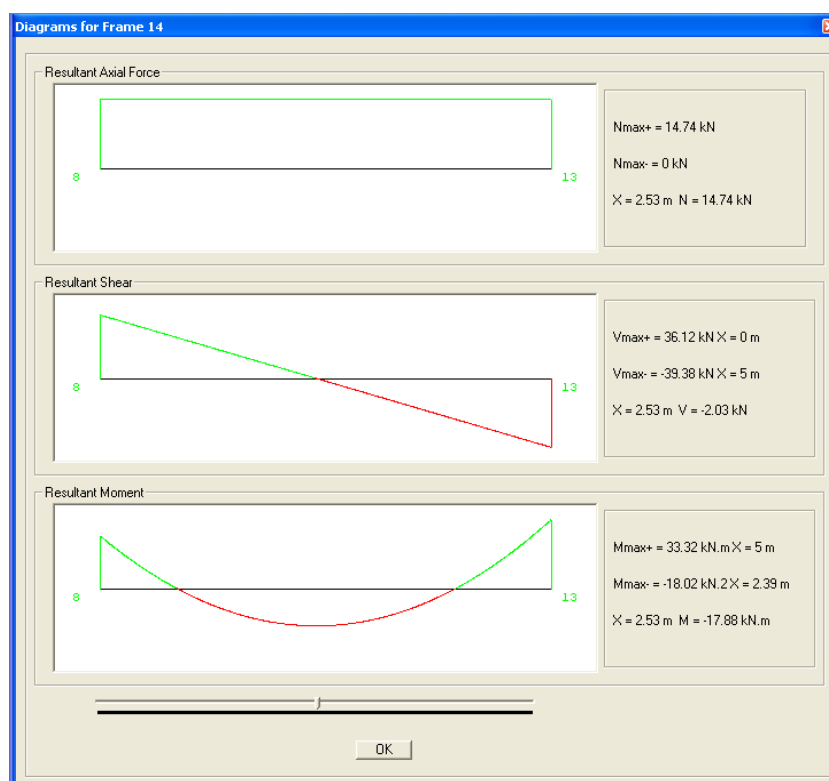


Figura 5.34 - Diagrama de esforços de uma barra (N, V, M)

5.6.3 Índice de dano

A formulação do índice de dano local e global da estrutura segue o descrito no de forma genérica no Capítulo 2 deste trabalho e implementada no programa por Romão (2002). Nas opções referentes ao índice de dano da estrutura podem ser visualizados três tipos de resultados: a evolução do índice de dano global de toda a estrutura; a envolvente do perfil do drift, que representa o deslocamento relativo entre pisos, normalizado pela altura do piso; e, o índice de dano local de cada elemento com comportamento não-linear no instante pretendido (Figura 5.35).

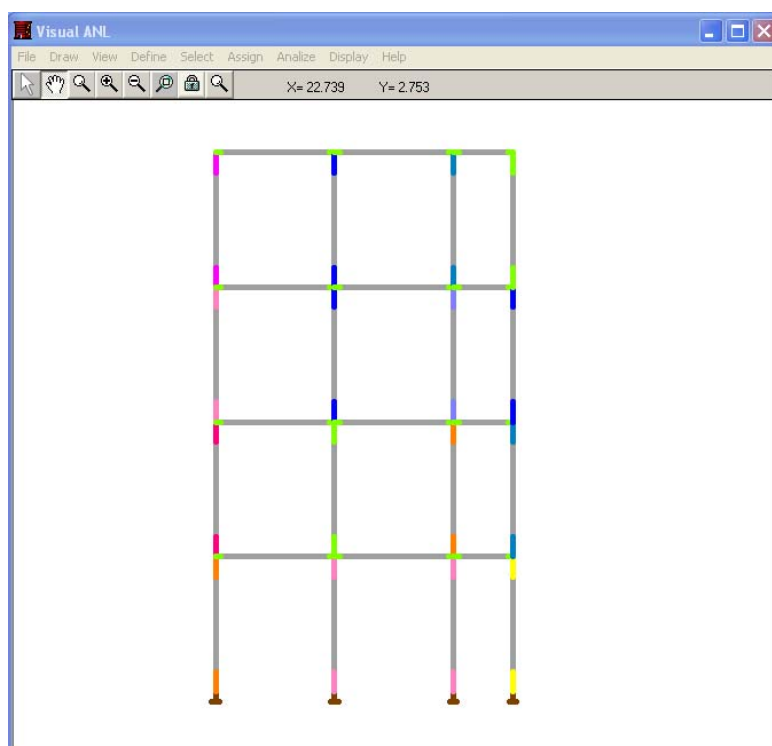


Figura 5.35 - Representação do índice de dano na estrutura em cada elemento com comportamento não-linear

O programa considera uma escala de cores pré-definida (ver Figura 5.36) em que cada cor representa um intervalo de dano. No entanto, tanto os intervalos como as cores que são apresentados podem ser alterados pelo utilizador.

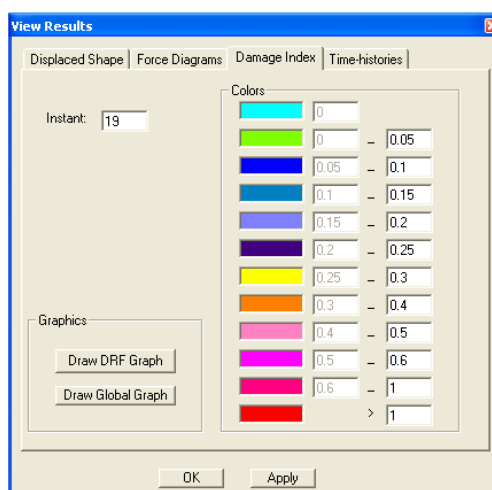


Figura 5.36 – Mapa de cores para representação do índice de dano na estrutura

5.6.4 Evoluções

Com esta opção o utilizador pode visualizar: a evolução no tempo dos esforços (N, V e M) ou da curvatura numa rótula plástica; o gráfico momento-curvatura ao nível de uma rótula plástica (Figura 5.37); e a evolução no tempo dos deslocamentos num dado nó (ver Figura 5.38).

Todos estes gráficos podem ser exportados em formato de imagem, ou em ficheiros de texto compatíveis com o MS ExcelTM (2004) e podem ser visualizados com recurso às mesmas ferramentas gráficas desenvolvidas para o ambiente gráfico geral (*zoom* e *pan*), de forma a facilitar a compreensão dos resultados representados.

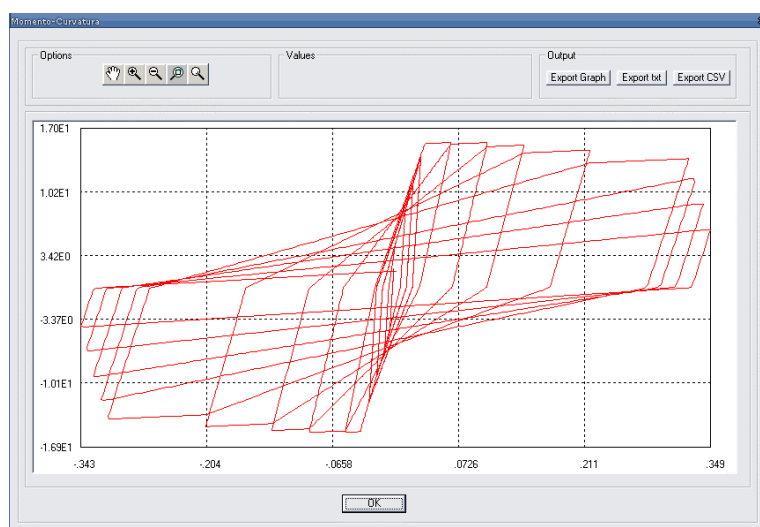


Figura 5.37 - Gráfico momento-curvatura de uma secção

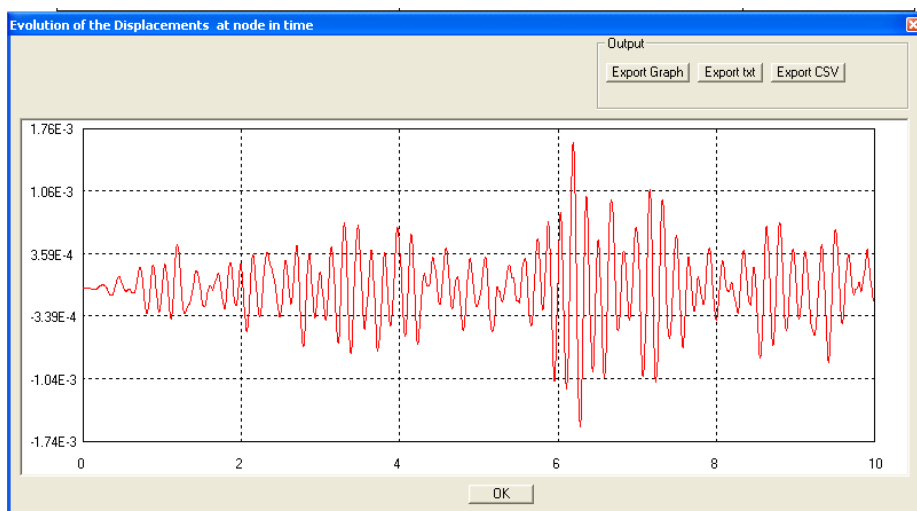


Figura 5.38 - Gráfico de evolução dos deslocamentos no tempo de um nó

5.6.5 Resultados globais por piso

Os resultados por piso constituem uma sub-rotina desenvolvida para facilitar o tratamento de resultados por parte do utilizador, durante o desenvolvimento do trabalho apresentado nesta dissertação. Foi sentida a necessidade de desenvolver uma sub-rotina que tratasse os resultados ao nível do piso. Assim, o utilizador pode definir um grupo de elementos (pilares, painéis de alvenaria e um nó) que represente um piso (ver Figura 5.39).

Name	Columns	Infill Panels	Pivot Node	Storey Color
Storey 1	1; 9; 17; 25	4; 8; 12	17	color
Storey 2	2; 10; 18; 26	3; 7; 11	18	color
Storey 3	3; 11; 19; 27	2; 6; 10	19	color
Storey 4	4; 12; 20; 28	1; 5; 9	20	color

Figura 5.39 – Janela para definição de pisos

Após definição dos pisos e associada uma cor a cada um, o utilizador pode activar a representação dos pisos na janela principal, ficando os elementos de cada piso representados com a cor seleccionada para esse piso, assim como uma legenda correspondente ao nome associado a esse piso.

Após ter sido realizada a análise da estrutura podem ser visualizados os resultados globais para os pisos definidos (Ver Figura 5.40). As opções de resultados globais de piso podem ser em termos de evoluções de corte, ou drift (deslocamento relativo entre o piso em questão e o piso inferior) ou gráficos composto de corte versus drift de um piso (ver Figura 5.41) ou corte na base versus deslocamento de topo ou uma opção final que traduz a mais valia desta sub-rotina desenvolvida que é a saída em formado de texto de um ficheiro com os resultados de piso todos agrupados em termos de deslocamento de piso, corte do piso e drift de um piso. Esta sub-rotina foi muito utilizada em todas as análises realizadas no decorrer deste trabalho. Como exemplo temos as análises do Capítulo 6 e 7 deste trabalho.

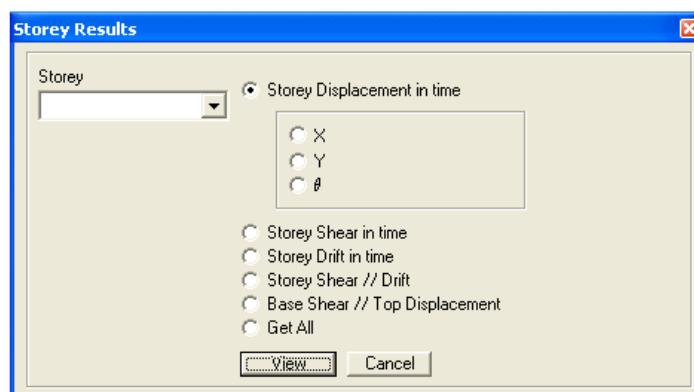


Figura 5.40 – Visualização dos resultados de piso

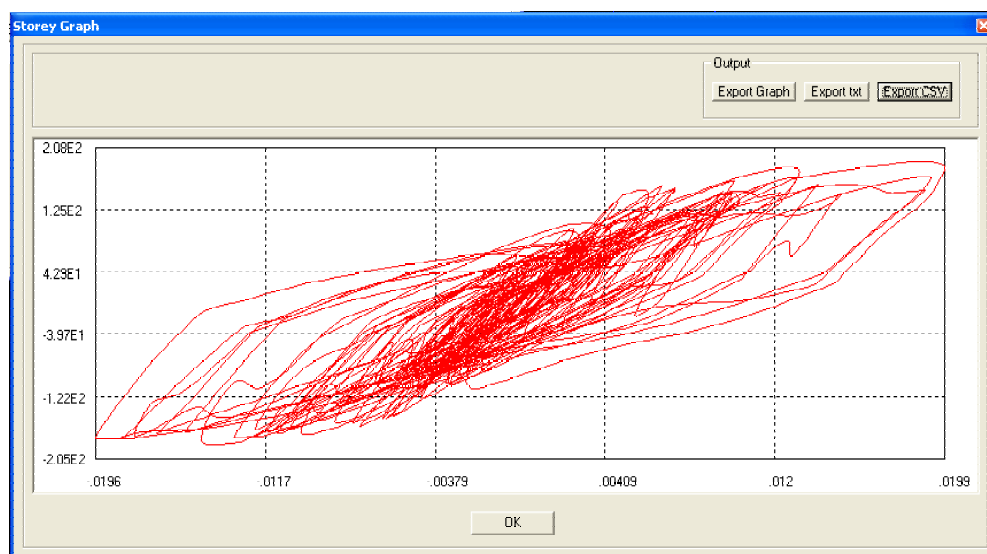


Figura 5.41 – Exemplos de representação dos resultados de piso Corte vs Drift de um piso

5.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi apresentada neste Capítulo uma plataforma gráfica de apoio ao programa PO-RANL, para a introdução de dados e visualização de resultados. A grande vantagem desta ferramenta, foi que permitiu abandonar a formulação dos problemas estruturais através de ficheiros de texto por parte do utilizador, e certamente que o facto da representação dos dados introduzidos no ecrã permite reduzir a probabilidade de introdução de dados errados.

Assim a aplicação desenvolvida é muito útil, como pode ser visto nos Capítulos seguintes deste trabalho, onde foi utilizada como apoio para a realização das análises apresentadas, no entanto pode sempre ser melhorada, com a introdução de novas sub-rotinas para tratamento e visualização de resultados.

CAPÍTULO 6

CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se as calibrações dos numéricos desenvolvidos e apresentados nos Capítulos 3 e 4 deste trabalho para a simulação do comportamento de painéis de alvenaria de enchimento e dos efeitos da não-linearidade em corte em elementos de betão armado, implementados no programa de cálculo automático (PORANL) com recurso a resultados de estruturas ensaiadas experimentalmente.

Na secção 6.2 apresenta-se a simulação numérica de um pórtico simples de um piso e um vão com alvenaria de enchimento, ensaiado no LNEC (Pires, 1994). São comparados os resultados obtidos através de uma análise numérica com um modelo representativo do ensaio realizado com os resultados dos ensaios experimentais obtidos.

Na secção 6.3 é apresentada uma campanha de ensaios experimentais em edifícios de betão armado à escala real com e sem paredes alvenaria de enchimento. Nesta secção é apresentada a calibração de um pórtico de betão armado que serviu de base para uma calibração posterior do mesmo pórtico com alvenaria de enchimento, permitindo assim verificar as capacidades do modelo desenvolvido e apresentado no Capítulo 3 para consideração influência dos painéis de alvenaria na resposta global de estruturas.

Na secção 6.4 ilustra-se uma aplicação do modelo de corte, para o estudo de um pilar do pórtico ensaiado à escala real, comparando os resultados da simulação numérica apenas com comportamento não-linear em flexão e a simulação numérica do mesmo modelo mas com a influência da não-linearidade em flexão e em corte em simultâneo.

6.2 PÓRTICO DE UM PISO E UM VÃO

6.2.1 Introdução

Com o objectivo de demonstrar a eficiência do modelo implementado, reproduziu-se numericamente um ensaio experimental realizado por Pires (1994) no LNEC. Apresentando-se nos pontos seguintes a comparação dos resultados experimentais com os resultados obtidos com o modelo numérico

6.2.2 Descrição do ensaio experimental

Em 1994, Felicita Pires realizou uma campanha de ensaios experimentais sobre pórticos de betão armado com e sem alvenaria de enchimento com o objectivo de estudar a influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado, sujeitas a acções cíclicas horizontais. Nesta campanha foram realizados ensaios a seis pórticos com as mesmas características geométricas, variando os processos construtivos e pormenorização da armadura das secções, de forma a reproduzir com os vários exemplares a construção típica em Portugal.

Foi escolhido para o estudo o modelo M2 e realizada uma análise estática não-linear, reproduzindo as condições de ensaio, nomeadamente: condições fronteira, cargas aplicadas e lei de deslocamentos impostos. Apresenta-se na Figura 6.1 o esquema do ensaio realizado, e na Figura 6.2 as características geométricas do pórtico escolhido para a modelação numérica.

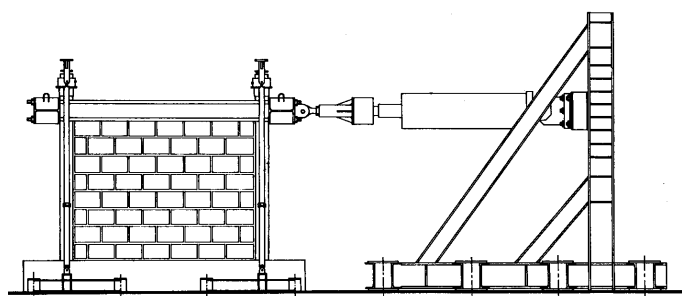


Figura 6.1 – Esquema do ensaio realizado por Pires (1994)

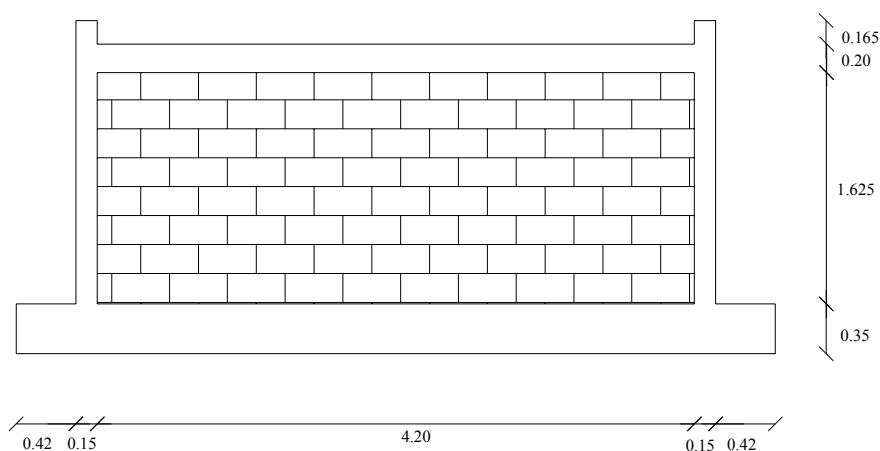


Figura 6.2 – Características geométricas do pórtico em estudo

Considerou-se, para a realização da análise, que as ligações dos pilares ao exterior funcionam como encastramentos perfeitos, dado que nos ensaios experimentais as armaduras dos pilares foram ligadas às armaduras do maciço de betão armado em que o pórtico é apoiado.

Foi considerado um esforço axial no topo dos pilares, tal como no ensaio experimental com o valor de 100 kN e foi imposto ao modelo numérico no topo do pórtico na direcção horizontal, como esquematizado na Figura 6.1 a mesma história de deslocamentos alternados que foi utilizada no ensaio experimental, ilustrada na Figura 6.3.

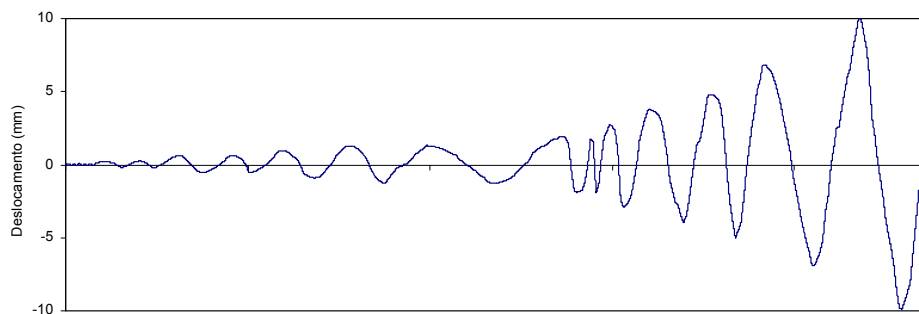


Figura 6.3 – Lei de deslocamentos imposta ao modelo

6.2.3 Calibração dos parâmetros do modelo numérico

Para a caracterização das curvas de comportamento dos materiais utilizadas no pórtico, foram tidos em conta os resultados dos ensaios experimentais levados a cabo por Pires (1994), estando apenas descritos neste trabalho as curvas de comportamento finais utilizadas no modelo.

Para a caracterização da curva de comportamento dos elementos de betão armado (pilares e vigas), foram utilizadas as curvas obtidas anteriormente por Varum (1996), que simulou numericamente o mesmo pórtico, sem alvenaria. Assim, é assumido que devido à limitação da deformação da viga imposta pelo esquema de ensaio, como se pode ver na Figura 6.1. A viga apresenta um comportamento linear elástico, considerando assim comportamento inelástico apenas nas secções de extremidade dos pilares.

A definição da curva de comportamento dos pilares, foi obtida com um modelo de fibras, BIAx, (Vaz, 1996), à qual foi ajustada uma curva tri-linear que acompanha o mais possível a curva obtida com o modelo de fibras (Tabela 6.1 e Figura 6.4), por Varum (1996).

Tabela 6.1 – Parâmetros do modelo histerético para os pilares do pórtico

$K_0^+ = K_0^-$ [kNm ²]	$K_1^+ = K_1^-$ [kNm ²]	$K_2^+ = K_2^-$ [kNm ²]	$\rho_f^+ = \rho_f^-$ [m ⁻¹]	$\rho_c^+ = \rho_c^-$ [m ⁻¹]	α	β	μ	l_p [m]
1490.00	327.35	4.28	3.124×10^{-3}	35.59×10^{-3}	0.25	0	10	0.186

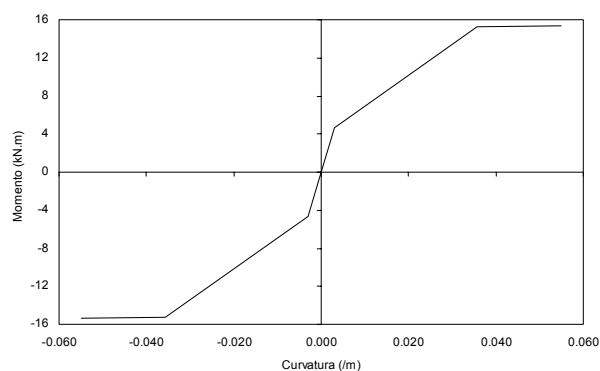


Figura 6.4 – Relação momento-curvatura para caracterização do comportamento não-linear dos pilares

A caracterização da curva de comportamento da parede de alvenaria foi obtida com base nas expressões apresentadas no Capítulo 3, ajustadas para aproximar a resposta global o mais possível dos resultados experimentais obtidos por Pires (1994). Apresenta-se na Tabela 6.2 e na Figura 6.5 a curva de comportamento considerada.

Tabela 6.2 – Parâmetros do modelo histerético para parede de alvenaria

$K_0^+ = K_0^-$ [kNm ²]	$K_1^+ = K_1^-$ [kNm ²]	$K_2^+ = K_2^-$ [kNm ²]	$K_3^+ = K_3^-$ [kNm ²]	$K_4^+ = K_4^-$ [kNm ²]	$\rho_c^+ = \rho_c^-$ [m ⁻¹]	$\rho_y^+ = \rho_y^-$ [m ⁻¹]	$\rho_{cr}^+ = \rho_{cr}^-$ [m ⁻¹]	$\rho_{sft}^+ = \rho_{sft}^-$ [m ⁻¹]	α	β	γ
270000	30000	300	100	-100	3.65E-4	4.0E-4	8.00E-2	6E-1	5	0	66

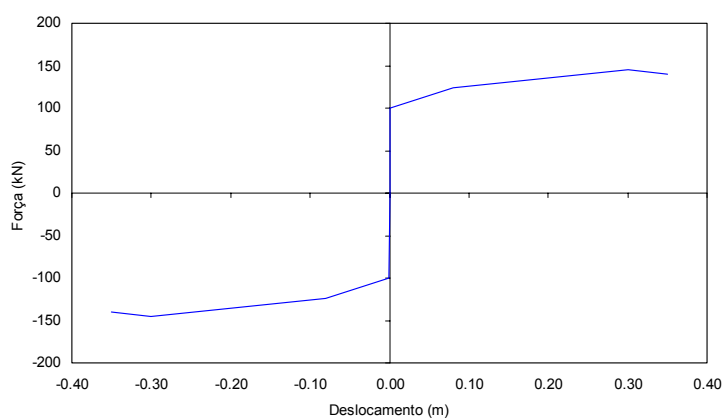


Figura 6.5 – Relação força-deslocamento utilizada no modelo para caracterização do comportamento não-linear da parede de alvenaria

6.2.4 Comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais

O pórtico em estudo foi modelado no PORANL, reproduzindo as condições do ensaio, demonstrando-se agora os resultados obtidos da análise numérica, comparando-os com os resultados experimentais. Na Figura 6.6 apresenta-se o gráfico de evolução da força horizontal com o deslocamento horizontal total (numérico e experimental).

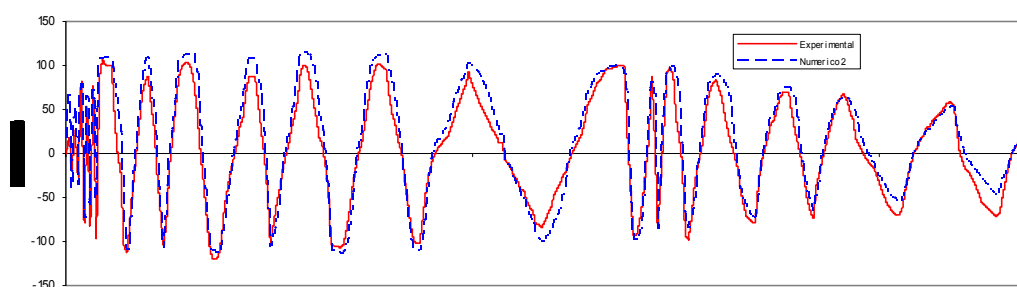


Figura 6.6 – Evolução da força com o deslocamento total

Na Figura 6.7 apresentam-se os gráficos de esforço de corte do piso versus o deslocamento no topo do pórtico, correspondente ao drift para os resultados numéricos e experimentais.

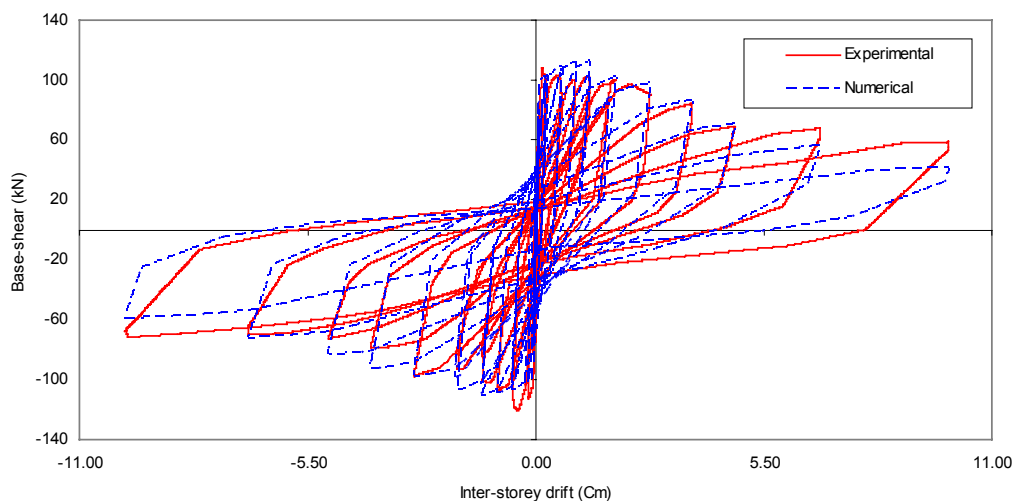


Figura 6.7 – Curva global força-deslocamento

Na Figura 6.8 apresentam-se os gráficos da evolução da energia dissipada para o ensaio experimental e para a análise numérica.

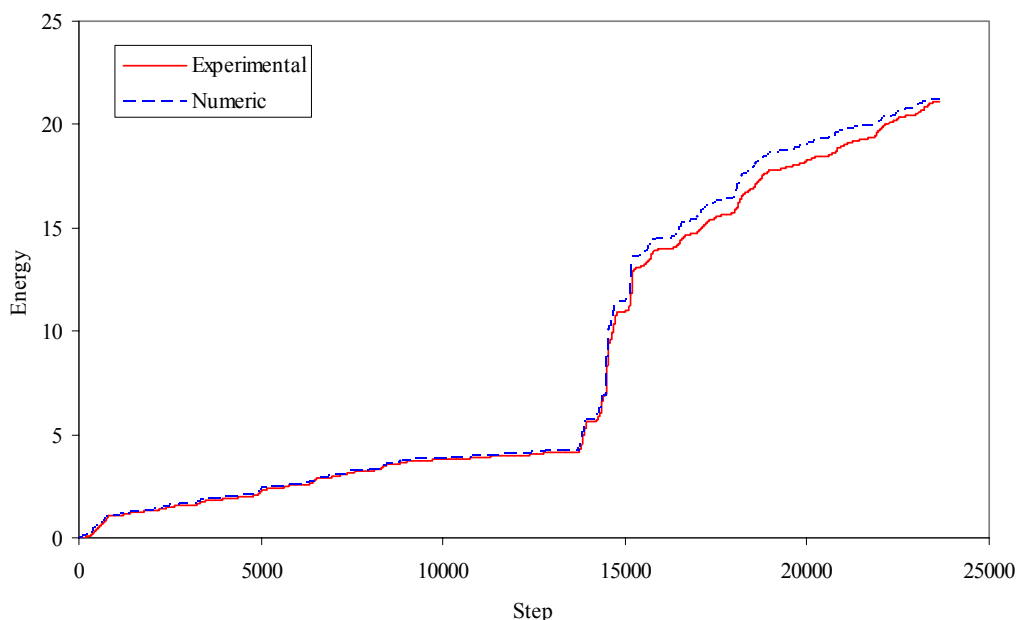


Figura 6.8 – Evolução da energia dissipada

6.2.5 Comentários finais

Da comparação dos resultados pode concluir-se que em termos globais existe uma boa aproximação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos quer em termos de força, deslocamento e energia dissipada, assim como a capacidade do modelo em representar correctamente a degradação de resistência. Fica assim demonstrada a eficiência do modelo implementado, sendo reconhecido no entanto a necessidade de comprovar o modelo com estruturas mais complexas.

6.3 PÓRTICO PLANO DE QUATRO PISOS

6.3.1 Introdução

No laboratório ELSA, em Itália, foi desenvolvido um programa experimental, no âmbito do projecto ICONS (coordenado pelo LNEC), que consistiu numa série de ensaios em dois pórticos de betão armado de 4 pisos, à escala real (ver Figura 6.9), representativos das construções dos anos 50 a 70 nos países do Sul da Europa.



Figura 6.9 – Pórtico ensaiado no âmbito do projecto ICONS (Varum, 2003)

Os objectivos deste projecto foram criar uma base de resultados experimentais que permitisse a calibração de modelos numéricos capazes de representar o comportamento de estruturas existentes de betão armado; estudar a vulnerabilidade estrutural face a acções sísmicas; verificar experimentalmente a influência dos painéis de alvenaria no comportamento global das estruturas existentes e a avaliação e desenvolvimento de soluções de reforço.

Os materiais utilizados tentaram reproduzir os materiais utilizados nas construções entre os anos 50 e 70. Tal como à época, o betão usado é de fraca qualidade e o aço de baixa resistência, com características de aderência normal (armadura lisa). As técnicas e pormenores construtivos identificam-se com o que era comum nesse período, ou seja, não se tomaram cuidados relativos à ductilidade, nem disposições construtivas que favorecem a dissipação de energia.

Utilizando os resultados desta campanha de ensaios foram calibrados modelo do pórtico sem alvenaria, que permitiu determinar as propriedades não-lineares dos elementos de betão armado (pilares e vigas), e do pórtico com alvenaria, que permitiu verificar as capacidades do modelo apresentado no Capítulo 3 na representação da participação das paredes de alvenaria de enchimento.

6.3.2 Descrição dos ensaios experimentais

Os pórticos em estudo foram submetidos a uma série de ensaios pseudo-dinâmicos consecutivos com sismos de 15 segundos de duração e períodos de retorno sucessivamente crescentes até ao colapso das estruturas.

No primeiro caso, o pórtico sem alvenaria, a estrutura foi sujeita a um sismo com um período de retorno de 475 anos e um segundo com um período de retorno de 975 anos. Na aplicação do segundo sismo, e para 7.5 segundos de sismo, o ensaio teve de ser interrompido de modo a evitar o colapso da estrutura.

No segundo caso, o pórtico com alvenaria, este foi sujeito a um primeiro sismo com um período de retorno correspondente a 475 anos, um segundo com um período de retorno correspondente a 975 anos, e um terceiro com período de retorno correspondente a 2000 anos. Este último ensaio foi interrompido no terceiro sismo aos 5 segundos de sismo para evitar o colapso da estrutura.

6.3.3 Descrição geral das estruturas

O pórtico em estudo é representativo das construções da Europa mediterrânica, construídas antes da década de 70, essencialmente dimensionadas para resistir a cargas verticais, desprezando as acções horizontais, como a acção sísmica (Varum, 2003). Trata-se de um pórtico constituído por quatro pisos e três vãos, a altura entre pisos é de 2.7m e os dois primeiros vãos tem 5.0 m de largura e o terceiro tem 2.5m (ver Figura 6.10), a participação da laje foi tida em conta, considerando 2.0 metros de laje em cada lado das vigas e com 15 cm de espessura. A geometria e armadura das vigas é igual em todos os pisos com 0.25 m de largura e 0.5 m de altura. Os pilares têm as mesmas características em altura à excepção do pilar forte, que tem uma mudança de secção do segundo piso para o terceiro.

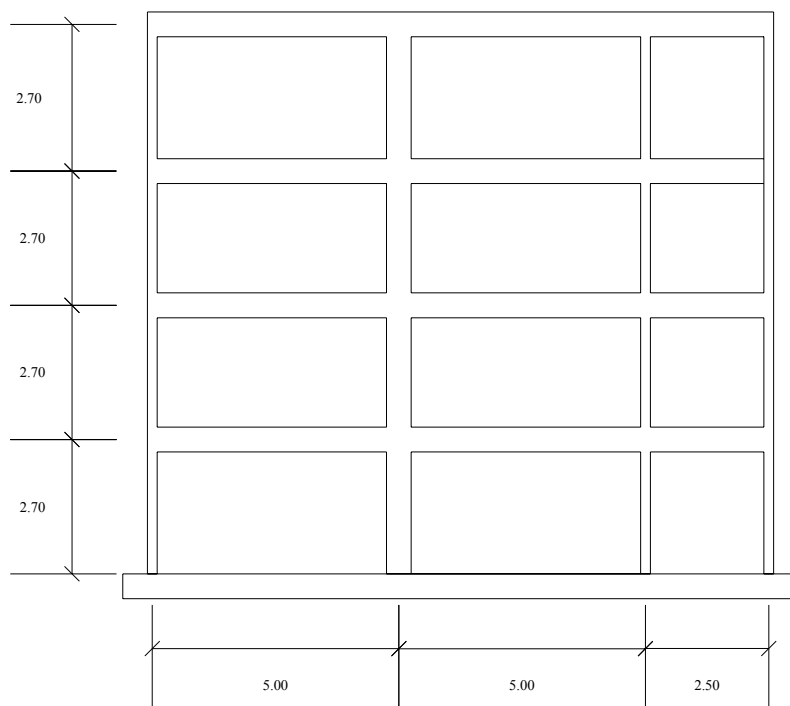


Figura 6.10 – Características geométricas do pórtico em estudo sem alvenaria

No caso do pórtico com alvenaria, os elementos de betão armado são iguais e os painéis de alvenaria têm 20 cm de espessura construídos de acordo com a Figura 6.11 em que o primeiro vão tem uma pequena abertura (1.2m x 0.25 m) no canto superior direito em cada piso, o vão central contém um painel no primeiro piso com uma porta (2.0m x 1.9m) e nos níveis superiores os painéis têm uma abertura no centro do painel (2.0m x 1.10m), o vão do lado direito tem painéis sem aberturas.

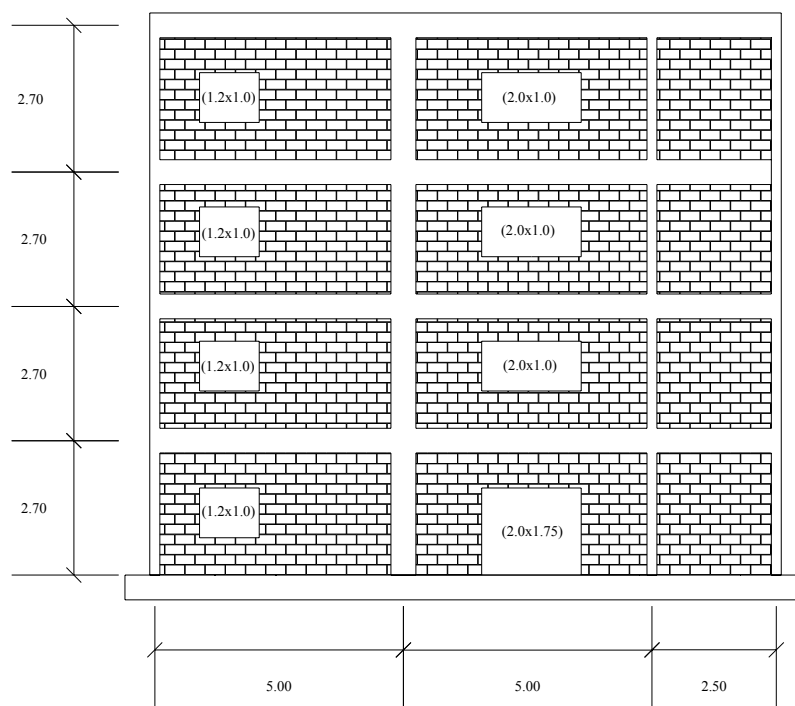


Figura 6.11 – Características geométricas do pórtico em estudo com alvenaria

6.3.4 Caracterização dos pórticos simulados

As características geométricas das secções utilizadas nos ensaios experimentais e as propriedades mecânicas dos materiais, foram tidas em conta na modelação da estrutura, para que esta representasse com rigor os materiais e secções utilizadas.

No ensaio experimental os materiais utilizados têm características o mais próximo possível das utilizadas na construção até aos anos 70 no Sul da Europa, ou seja um betão de baixa resistência e armaduras com varões de aderência normal. No dimensionamento do pórtico foi considerado um betão da classe C16/20 e aço da classe FeB22K ($f_{sy} = 250$ MPa e $f_{su} = 365$ MPa) (Varum, 2003).

6.3.4.1 Elementos de betão armado

As secções dos elementos de betão armado (pilares e vigas) foram modeladas tendo em conta os desenhos apresentados nas Tabelas 6.4 e 6.5 e as propriedades mecânicas dos materiais (Tabela 6.3) foram semelhantes aos utilizados por Varum (2003).

A calibração das curvas de comportamento para os elementos de betão armado foi feita tendo em conta as características geométricas e armaduras das secções, assim como as propriedades mecânicas dos materiais. Assim, descrevem-se de seguida as propriedades geométricas e mecânicas das secções do pórtico:

Tabela 6.3 – Características mecânicas das secções de betão armado do pórtico em estudo

Propriedades dos materiais	Pilares				Vigas			
	1º Piso	2º Piso	3º Piso	4º Piso	1º Piso	2º Piso	3º Piso	4º Piso
E_{cm} [GPa]	22.8	22.8	19.9	21.1	24.4	24.4	24.4	24.4
E_{sm} [GPa]	204.5	204.5	204.5	204.5	204.5	204.5	204.5	204.5
f_{cm} [MPa]	16.6	13.78	16.50	13.58	13.24	18.10	21.63	16.98
f_{sym} [MPa]	343.6	343.6	343.6	343.6	343.6	343.6	343.6	343.6

Tabela 6.4 – Características geométricas e armadura das secções dos pilares do pórtico em estudo

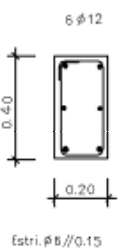
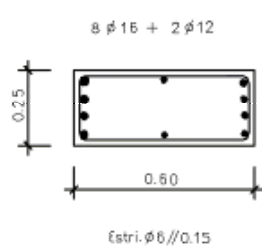
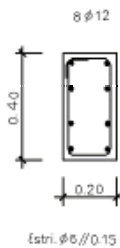
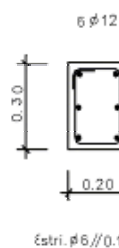
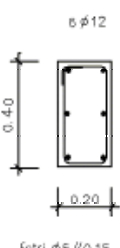
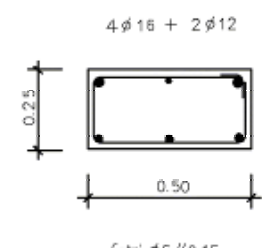
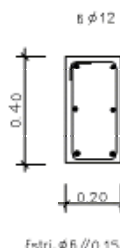
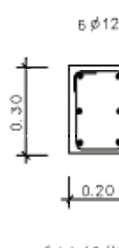
Pisos	Pilares			
	1º Pilar	2º Pilar	3º Pilar	4º Pilar
1º e 2º	 <p>6 Ø12</p> <p>0.40</p> <p>0.20</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>	 <p>8 Ø15 + 2 Ø12</p> <p>0.25</p> <p>0.60</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>	 <p>8 Ø12</p> <p>0.40</p> <p>0.20</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>	 <p>6 Ø12</p> <p>0.30</p> <p>0.20</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>
3º e 4º	 <p>6 Ø12</p> <p>0.40</p> <p>0.20</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>	 <p>4 Ø15 + 2 Ø12</p> <p>0.25</p> <p>0.50</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>	 <p>8 Ø12</p> <p>0.40</p> <p>0.20</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>	 <p>6 Ø12</p> <p>0.30</p> <p>0.20</p> <p>Estri. Ø6//0.15</p>

Tabela 6.5 – Características Geométricas das vigas do pórtico em estudo

Vãos	Secções		
	Da esquerda	Do meio	Da direita
1º (5.0m)			
2º (5.0m)			
3º (2.5m)			

A determinação das curvas de comportamento não-lineares das secções de betão armado (pilares e vigas) representativas das relações momento-curvatura foram obtidas com recurso a um modelo de fibras - BIAx (Vaz, 1996). Foi ajustada uma curva tri-linear à curva obtida através do modelo de fibras e por comparação dos resultados numéricos com os resultados experimentais, foram feitos alguns ajustes de forma a calibrar os parâmetros envolvidos para aproximar os resultados experimentais com os resultados numéricos.

6.3.4.2 Elementos de alvenaria

O pórtico com alvenaria tem as mesmas características das secções de betão armado (pilares e vigas). A Figura 6.11 apresentada anteriormente mostra de uma forma geral o pórtico com alvenarias de enchimento em estudo, com a localização e dimensões das aberturas.

Da mesma forma que foi feito para os elementos de betão armado, para as alvenarias foram tidas em conta os materiais e as técnicas construtivas utilizadas na Europa mediterrânica nos anos 70. Os tijolos utilizados são perfurados horizontalmente com as dimensões de 0.245 base, 0.245 m de altura e 0.12 m de espessura (ver Figura 6.12)



Figura 6.12 – Alvenaria utilizada

A estimativa das curvas de comportamento não-lineares dos painéis de alvenaria foi determinada com base nas fórmulas propostas por Zarnic e Gostic (1998), apresentadas no Capítulo 3, tendo em conta as propriedades mecânicas dos materiais, determinadas através de ensaios (Varum, 2003).

6.3.5 Cargas verticais, massa, amortecimento viscoso e acção sísmica

Para as análises numéricas, foram consideradas cargas uniformemente distribuídas ao longo das vigas, com o objectivo de simular o peso próprio da estrutura, bem como a sobrecarga. Para além destas, foram consideradas cargas pontuais localizadas nos nós, com o objectivo de simular o peso próprio das vigas transversais, como exemplificado na Figura 6.13.

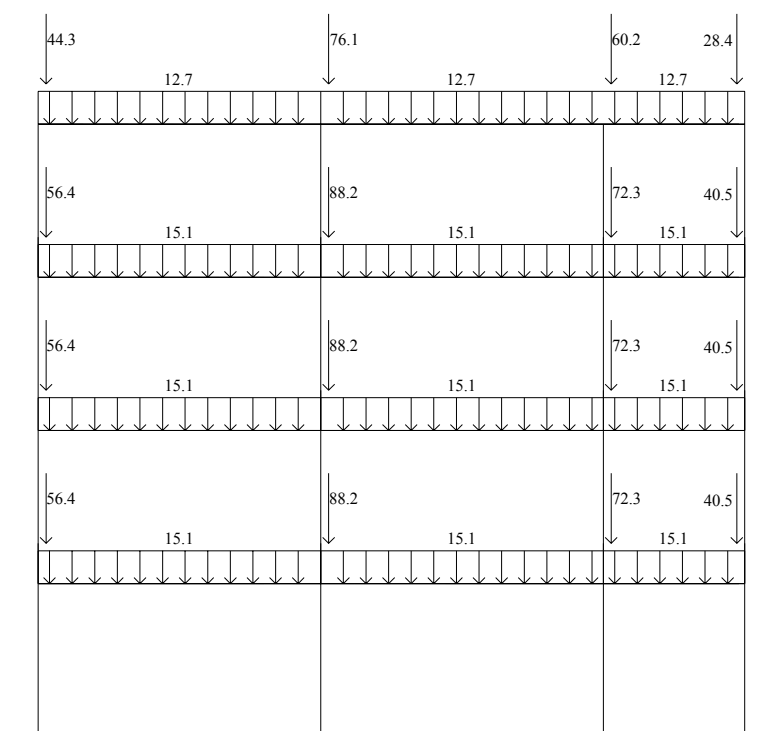


Figura 6.13 – Cargas estáticas consideradas no modelo numérico

Na consideração da massa foi assumido que esta se encontra toda concentrada ao nível dos pisos, ou seja, nas vigas. Assim, foi considerado o valor de 44,6 toneladas para cada um dos primeiros três pisos e 40 toneladas para o último piso. Assume-se que a massa está uniformemente distribuída e tem em conta o peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, assim como o valor quase-permanente da sobrecarga.

Foi considerado um coeficiente de amortecimento viscoso próximo zero. Este valor é assumidamente menor que o considerado normal para estruturas de betão armado, devido ao amortecimento real da estrutura ser condicionado pelo comportamento histerético dos elementos de betão armado e de alvenaria.

A ação sísmica foi definida de acordo com os acelerogramas gerados artificialmente representativos da secção sísmica na Europa com tempos de duração de 15 segundos, em que a aceleração de pico cresce com o período de retorno, variando desde 73 anos a 9890 anos utilizados nos ensaios experimentais.

O acelerograma utilizado na calibração do pórtico sem alvenaria (ver Figura 6.14) é composto por uma acção sísmica com o período de retorno de 475 anos (duração de 15 segundos), seguido de outra com período de retorno de 975 anos (7.5 segundos).

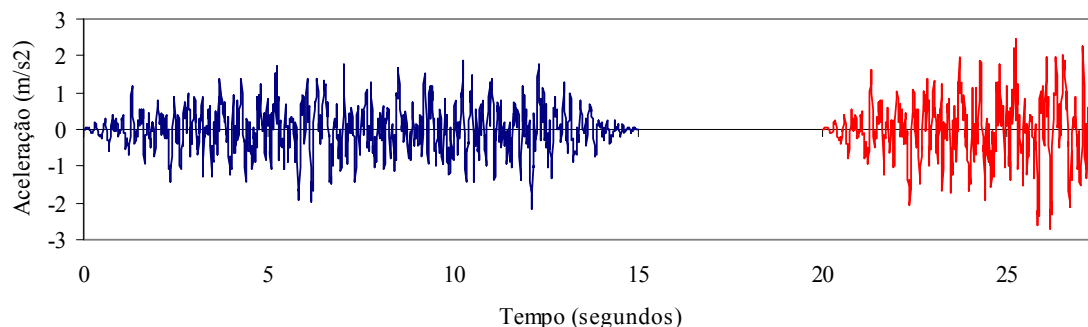


Figura 6.14 – Acelerograma utilizado na modelação do pórtico sem alvenaria

No caso do pórtico com alvenaria o acelerograma utilizado (ver Figura 6.15) é composto por uma acção sísmica com o período de retorno de 475 anos (duração de 15 segundos), seguido de outro com período de retorno de 975 anos (15 segundos) e seguido por outra com um período de retorno de 2000 anos (5 segundos), tendo ocorrido o colapso da estrutura neste ponto.

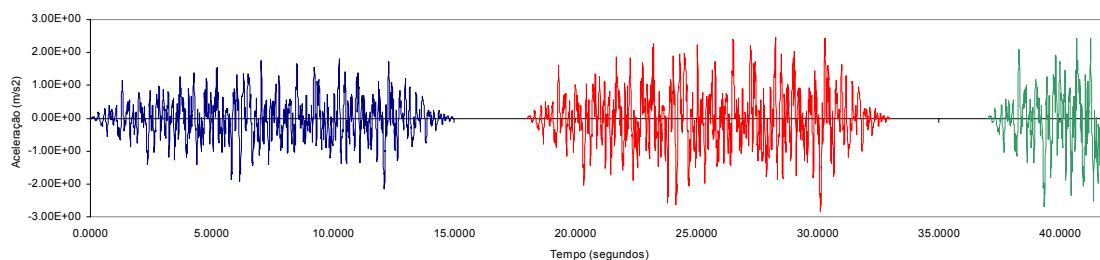


Figura 6.15 – Acelerograma utilizado na modelação do pórtico com alvenaria

6.3.6 Frequências e modos de vibração

Depois de introduzir a geometria e de se terem definido as secções lineares do modelo, bem como as cargas permanentes e massa, foram determinadas as frequências e modos de vibração da estrutura.

As frequências e modos de vibração para o pórtico sem alvenaria e com alvenaria são apresentados na Figura 6.16. Através da comparação das frequências próprias numéricas com as experimentais é possível desde já perceber se o modelo numérico representa o pórtico ensaiado ou não.

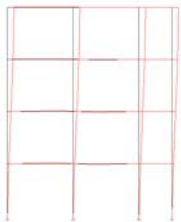
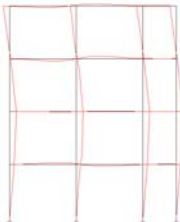
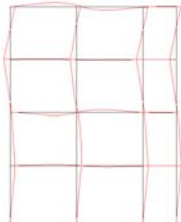

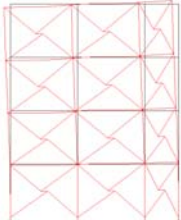
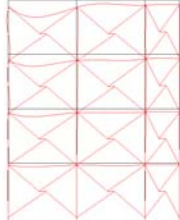
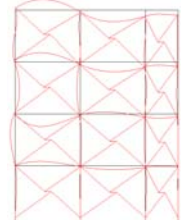
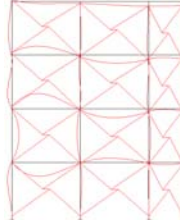
	1º Modo	2º Modo	3º Modo	4º Modo
Sem Alvenaria				
Numérico	$f_1 = 1.37 \text{ Hz}$	$f_2 = 4.10 \text{ Hz}$	$f_3 = 6.97 \text{ Hz}$	$f_4 = 9.87 \text{ Hz}$
Experimental	$f_1 = 1.57 \text{ Hz}$	$f_2 = 4.69 \text{ Hz}$	$f_3 = 7.83 \text{ Hz}$	$f_4 = \text{-----}$
Com Alvenaria				
Numérico	$f_1 = 7.31 \text{ Hz}$	$f_1 = 13.1 \text{ Hz}$	$f_1 = 15.24 \text{ Hz}$	$f_1 = 15.99 \text{ Hz}$
Experimental	$f_1 = 7.05 \text{ Hz}$	$f_1 = 19.14 \text{ Hz}$	$f_1 = 21.07 \text{ Hz}$	$f_1 = 27.59 \text{ Hz}$

Figura 6.16 – Frequências e modos de vibração

No caso do pórtico sem alvenaria, os valores numéricos obtidos são muito próximos dos experimentais. No entanto, é de registrar que existem algumas diferenças de frequências entre as numéricas e as experimentais, sendo que, para o primeiro modo de vibração a diferença é de 13% e para o segundo de 12.5%. As diferenças apresentadas são pequenas, o que permite concluir que estamos na presença de um modelo bastante próximo do experimental.

No caso do pórtico com alvenaria, o valor numérico obtido para a primeira frequência própria é muito próxima da medida experimentalmente, no entanto existem diferenças muito significativas no restantes modos, no entanto a resposta será condicionada basicamente pelo primeiro modo, admitindo-se que os outros modos de vibração não tem muito

relevo na resposta estrutural pois puderam ser devidos aos elementos dos modelos, relacionadas com as bielas.

6.3.7 Calibração do pórtico sem alvenaria

Nas Figura 6.17, Figura 6.18 e Figura 6.19 são apresentadas as comparações dos resultados experimentais com os numéricos em termos de deslocamentos no tempo, deslocamento relativo entre pisos (drift) no tempo e corte dos pisos no tempo. Na Figura 6.20 são mostradas as comparações entre a força de corte de cada piso o deslocamento relativo entre pisos. Na Figura 6.21 é demonstrada a evolução das energias dissipadas acumuladas em cada piso. Na Figura 6.22 é mostrada a comparação do gráfico que relaciona o corte na base com o deslocamento no topo do edifício e na Figura 6.23 é mostrado o gráfico da energia total dissipada. Na Figura 6.24 e Figura 6.25 é mostrada a comparação dos perfis de máximo deslocamento entre pisos e do máximo corte de cada piso (Estroia e Berreto, 2005).

Da comparação dos resultados da análise não linear com os resultados experimentais, pode concluir-se que apesar das dificuldades na determinação dos parâmetros de caracterização das curvas de comportamento não-lineares das secções, o modelo numérico é capaz de reproduzir de forma satisfatória os resultados experimentais.

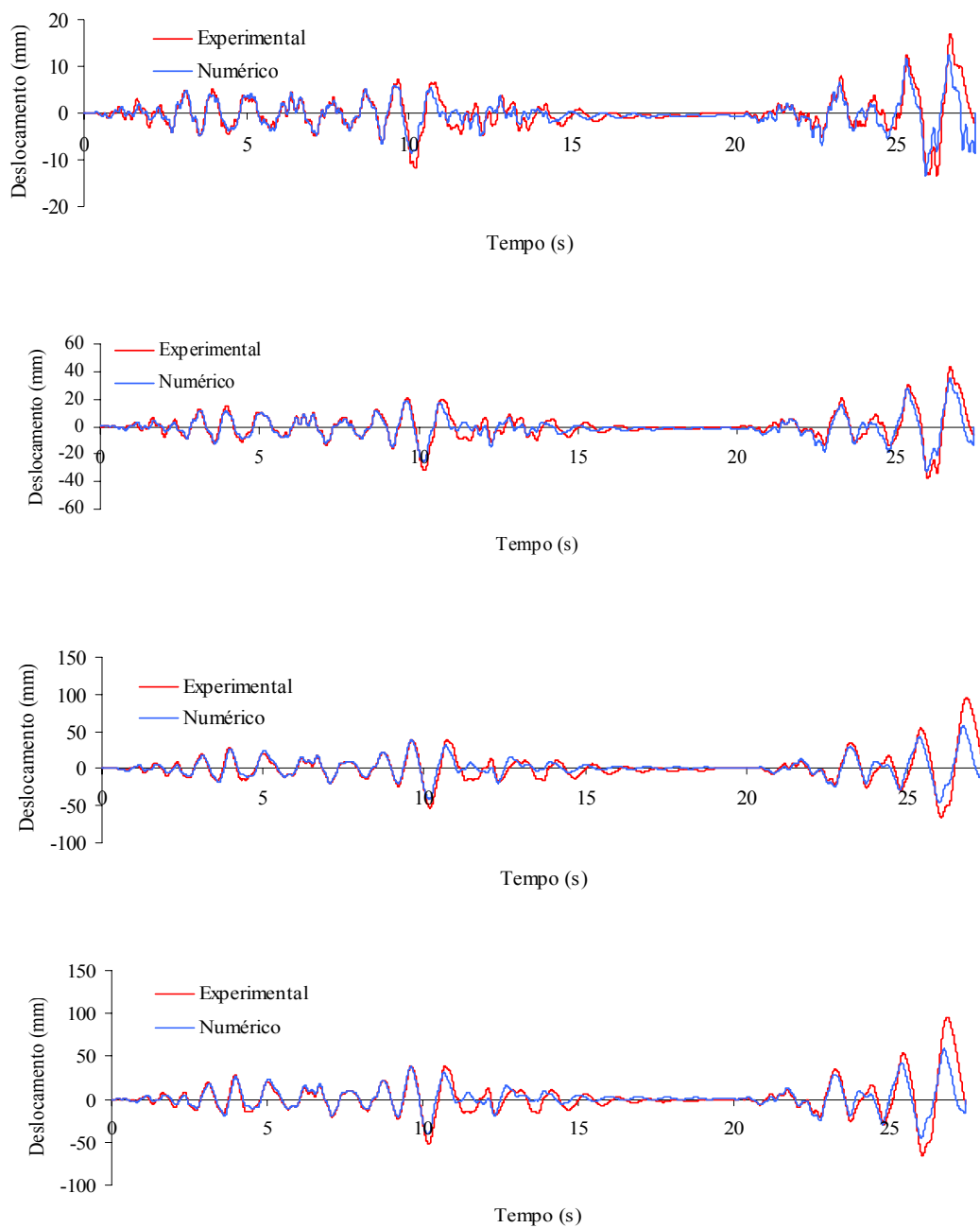


Figura 6.17 – Evolução dos deslocamentos de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso)

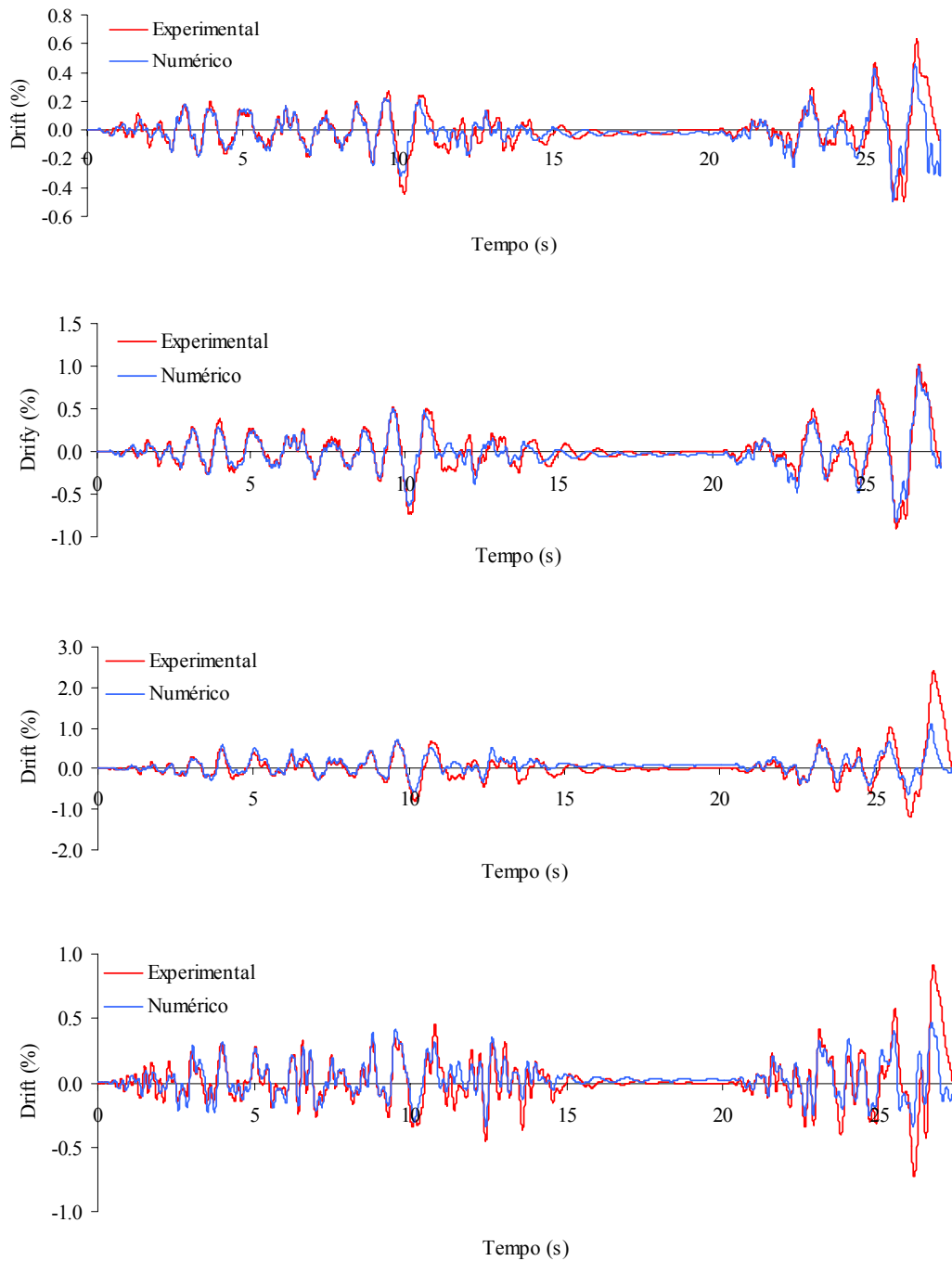


Figura 6.18 – Evolução do drift de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso)

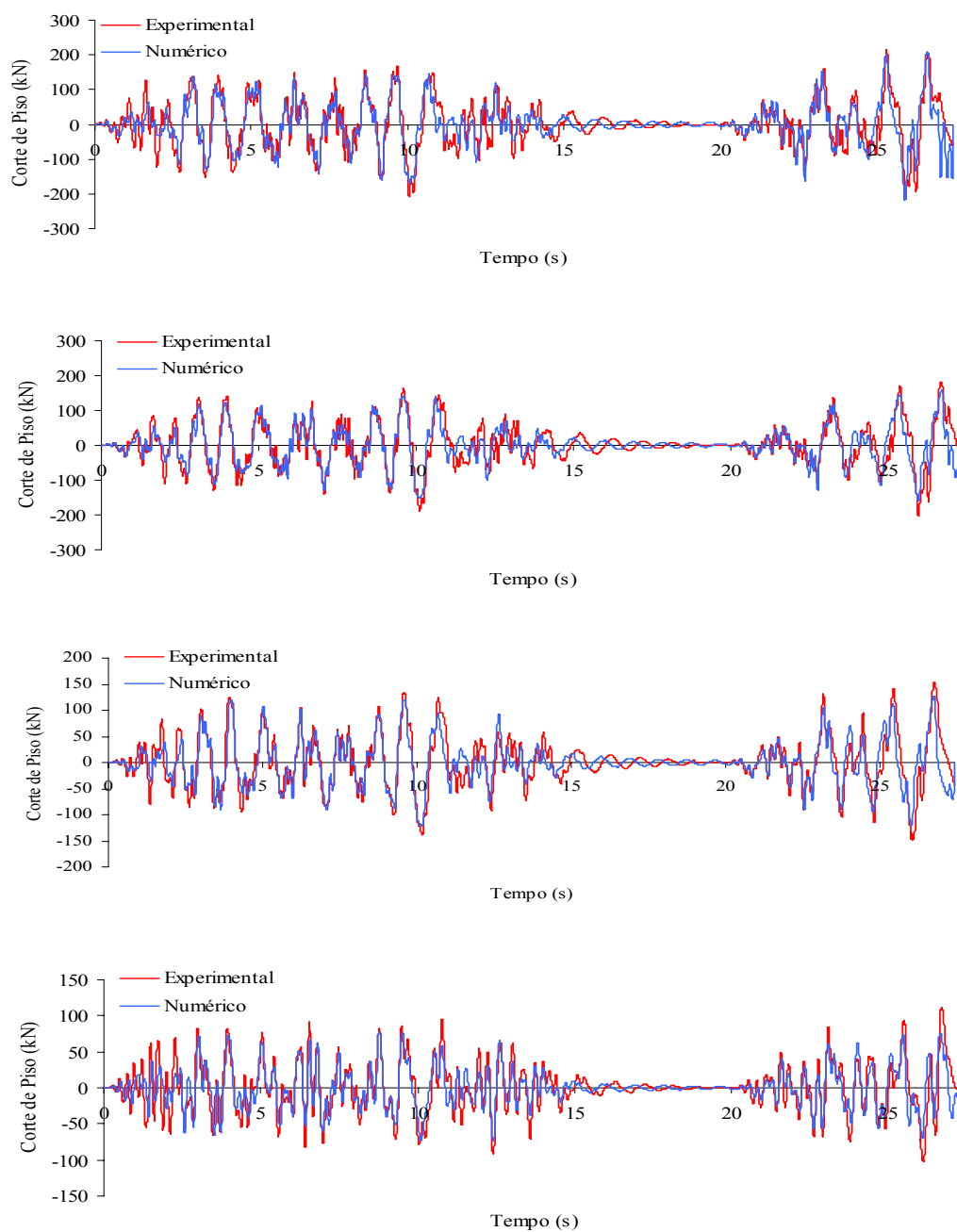


Figura 6.19 – Evolução do corte de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso)

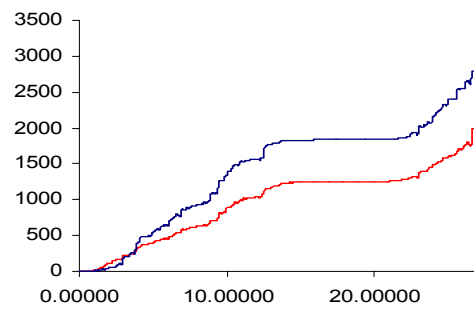
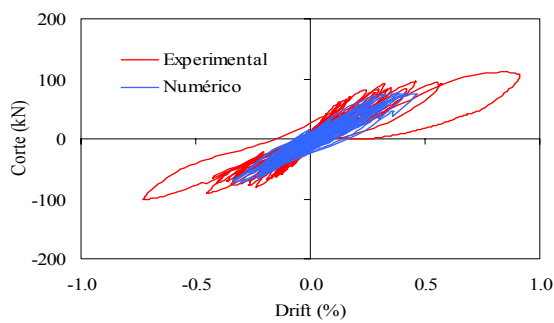
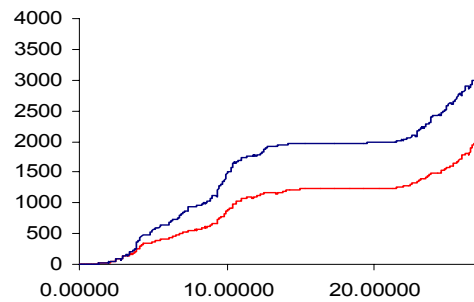
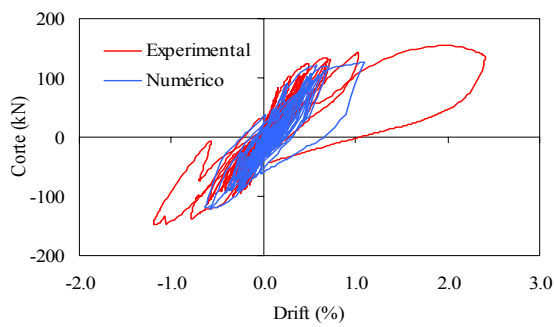
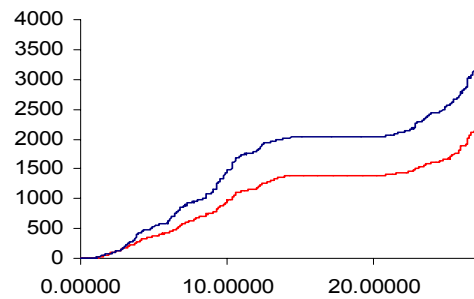
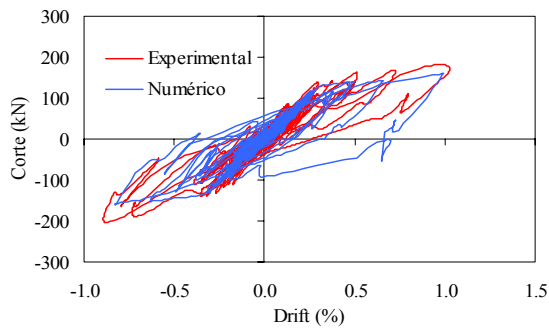
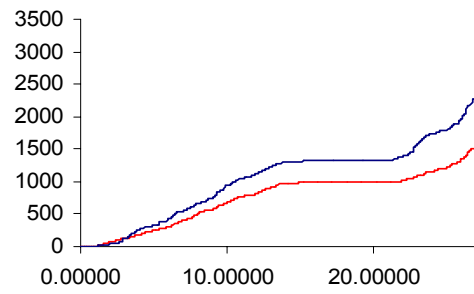
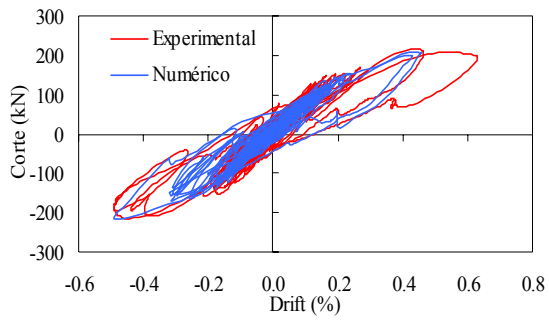


Figura 6.20 – Corte versus drift de piso (1º, 2º, 3º e 4º piso)

Figura 6.21 – Energia dissipada ao nível do piso (1º, 2º, 3º e 4º piso)

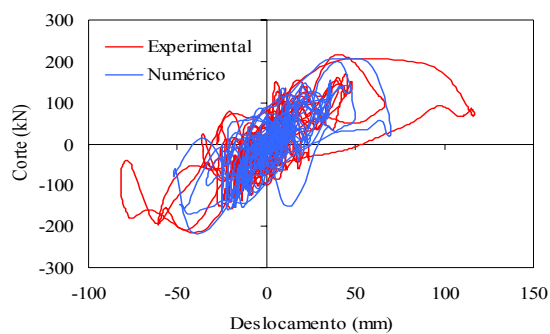


Figura 6.22 – Deslocamento de topo versus corte do 1º de piso

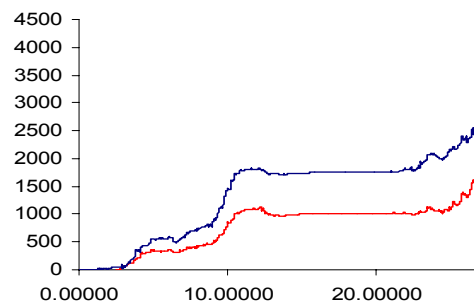


Figura 6.23 – Energia total dissipada

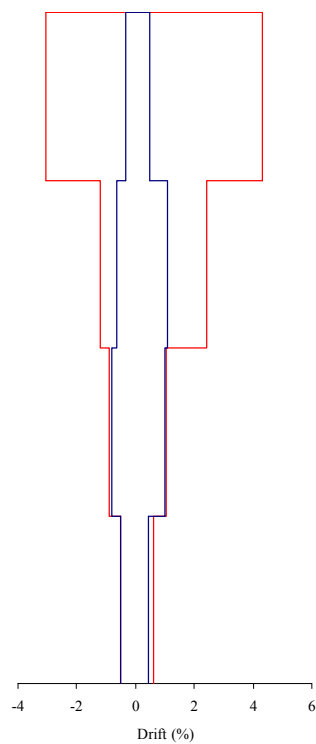


Figura 6.24 – Perfil de drift máximo

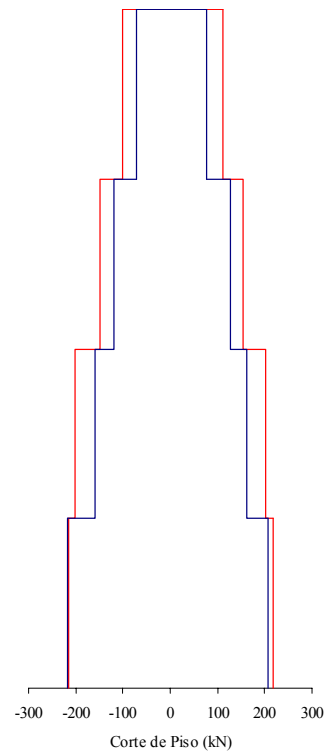


Figura 6.25 – Perfil de corte máximo

6.3.8 Calibração do pórtico com alvenaria

Tal como foi feito no ponto anterior, na calibração do pórtico sem alvenaria, apresentam-se agora os resultados da calibração do pórtico considerando as alvenarias de enchimento. Assim, nas Figura 6.26, Figura 6.27 e Figura 6.28 são apresentadas as comparações dos resultados experimentais com os numéricos em termos de deslocamentos no tempo, deslocamento relativo entre pisos (drift) no tempo e corte dos pisos no tempo.

Na Figura 6.29 são mostradas as comparações entre a força de corte de cada piso o o deslocamento relativo entre pisos. Na Figura 6.30 é demonstrada a evolução das energias dissipadas acumuladas em cada piso. Na Figura 6.31 é comparada o corte na base com o deslocamento no topo do edifícios e na Figura 6.32 é comparada e evolução da energia dissipada total. Na figura Figura 6.33 e Figura 6.34 é mostrada a comparação dos perfis de máximo deslocamento entre pisos e do máximo corte de cada piso.

Da comparação dos resultados da análise não linear com os resultados experimentais, pode concluir-se que apesar das dificuldades na determinação dos parâmetros de caracterização das curvas de comportamento não-lineares das secções, o modelo numérico é capaz de reproduzir de forma satisfatória os resultados experimentais.

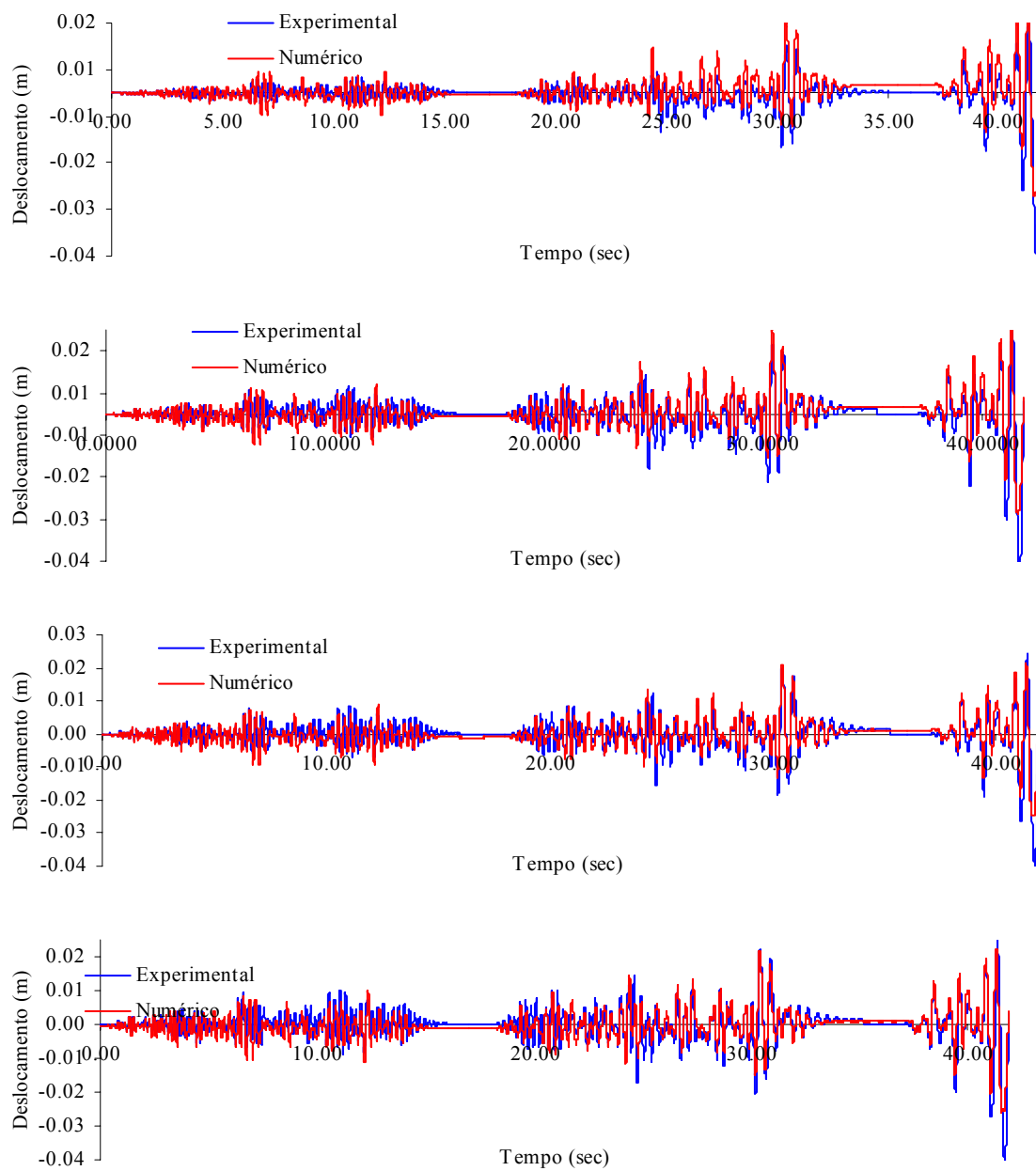


Figura 6.26 – Evolução dos deslocamentos de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso)

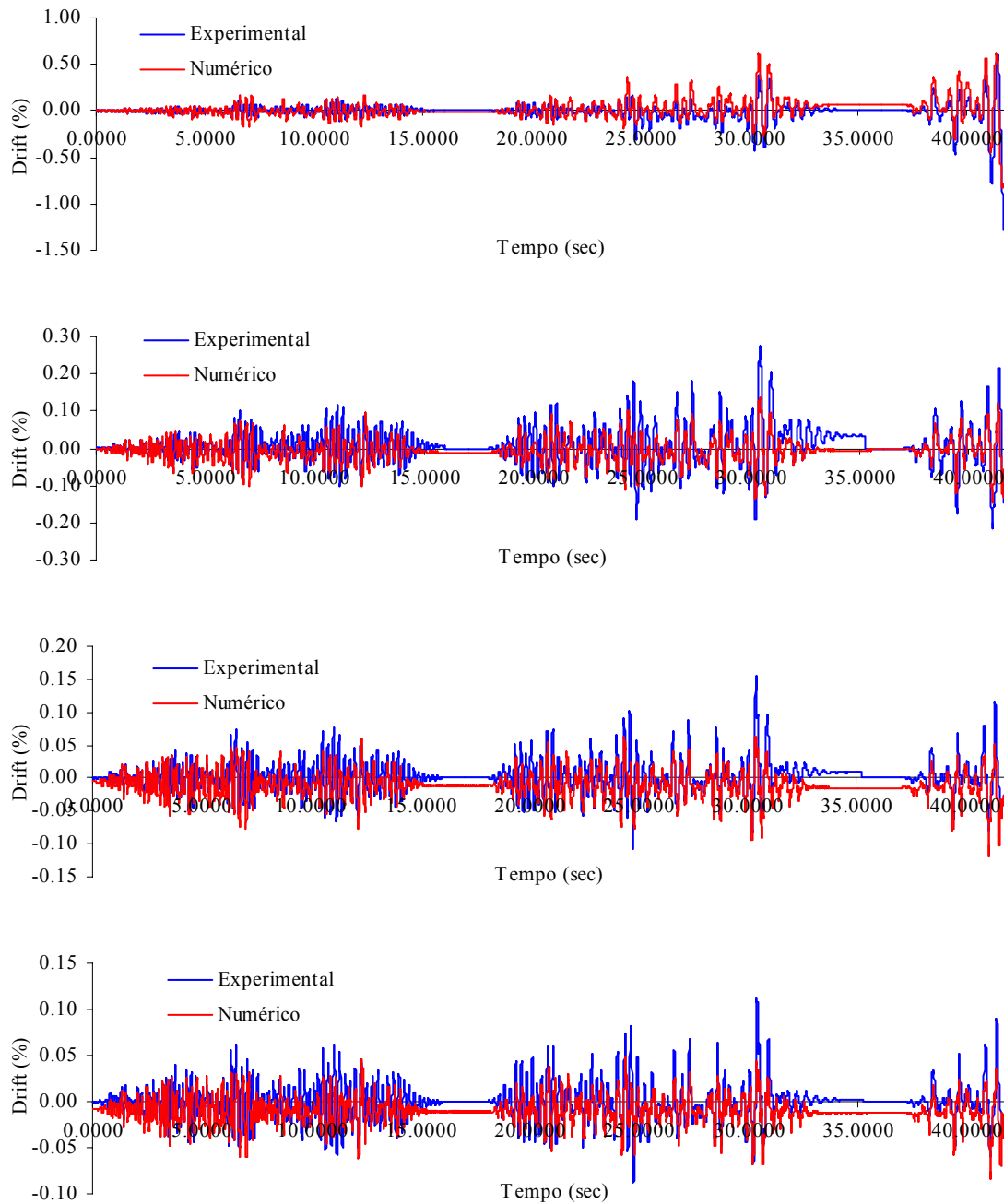


Figura 6.27 – Evolução do drift de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso)

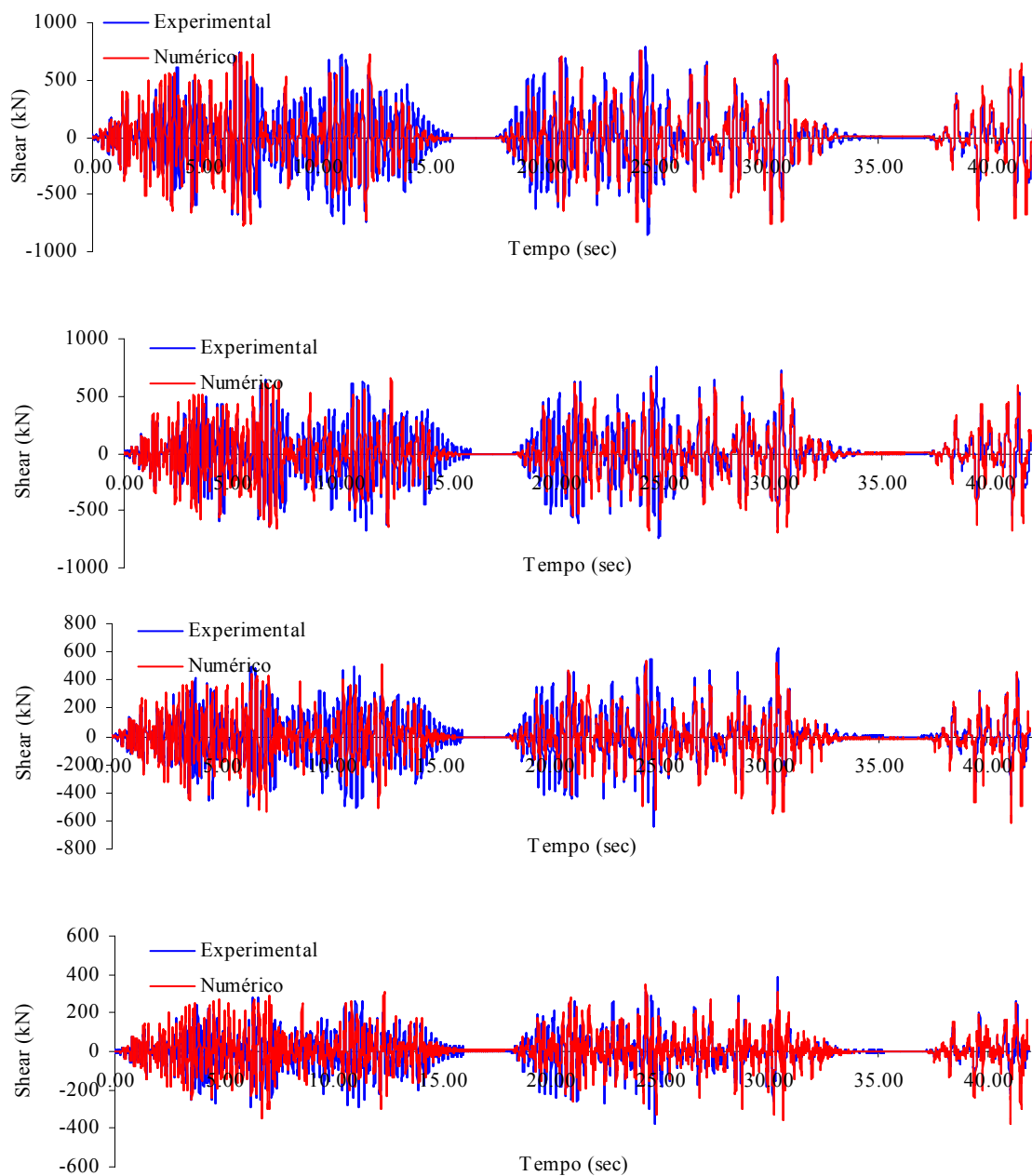


Figura 6.28 – Evolução do corte de piso no tempo (1º, 2º, 3º e 4º piso)

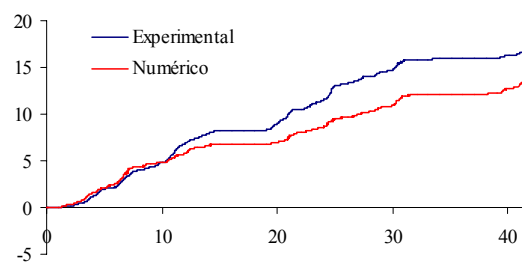
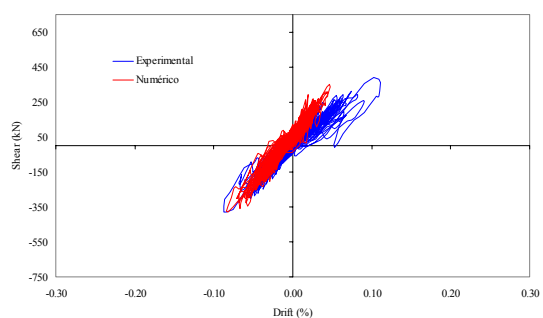
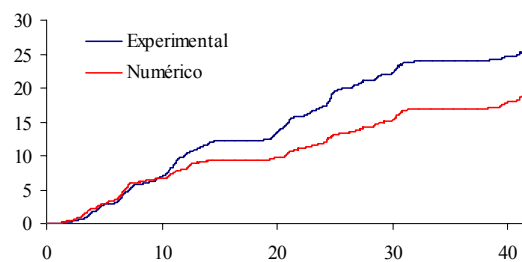
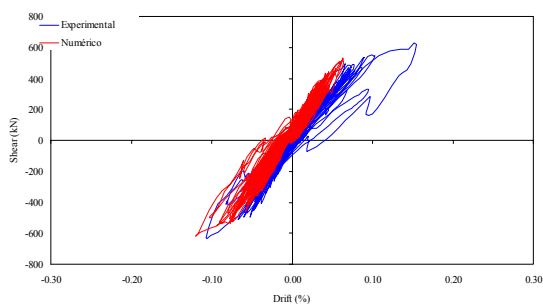
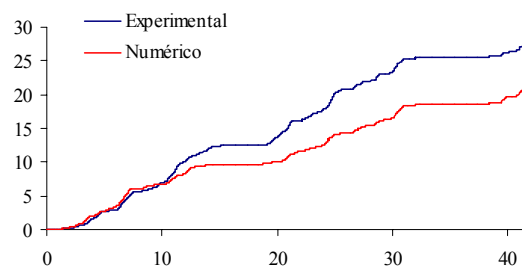
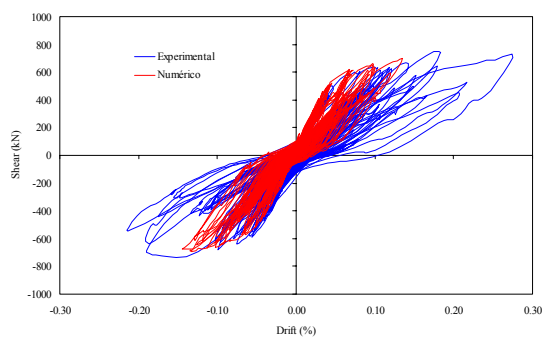
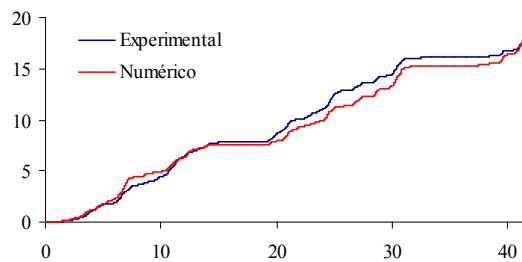
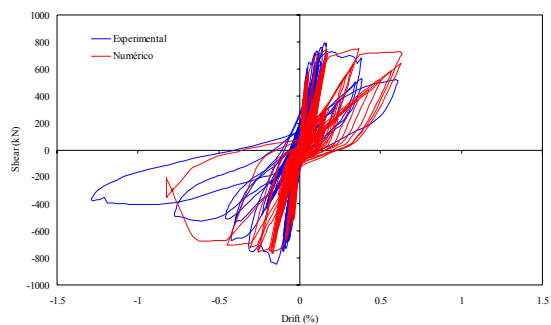


Figura 6.29 – Corte versus drift de piso (1º, 2º, 3º e 4º piso)

Figura 6.30 – Energia dissipada ao nível do piso (1º, 2º, 3º e 4º piso)

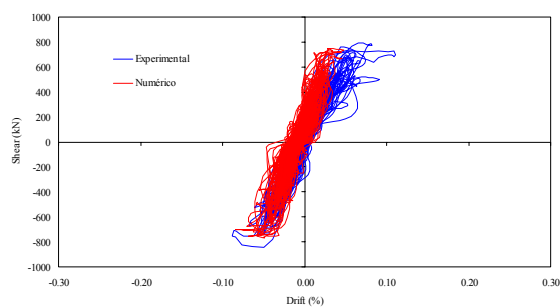


Figura 6.31 – Deslocamento de topo versus corte do 1º de piso

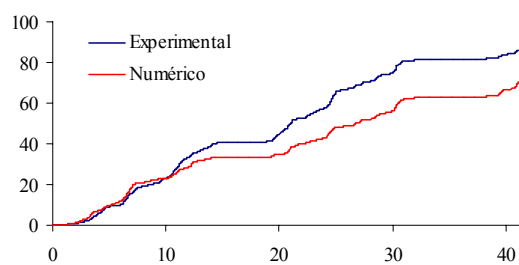


Figura 6.32 – Energia total dissipada

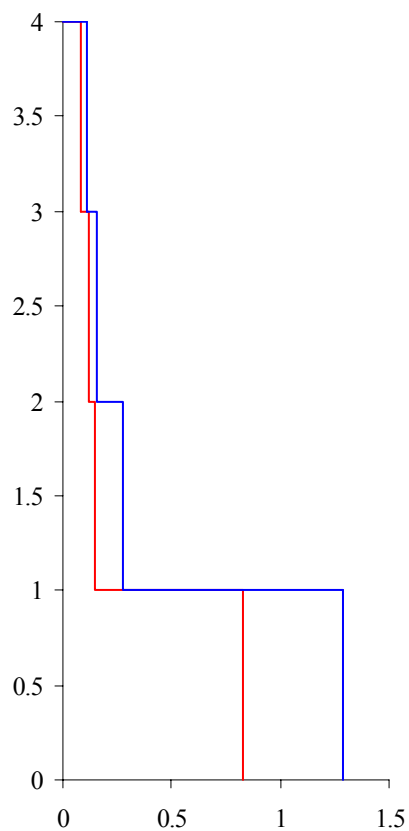


Figura 6.33 – Perfil de drift máximo

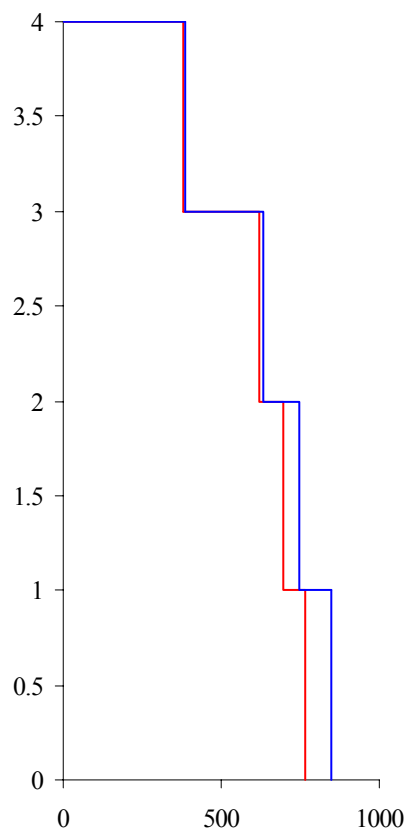


Figura 6.34 – Perfil de corte máximo

6.3.9 Comentários finais

Como comentários finais ao resultados obtido numericamente podemos afirmar que:

- De uma forma genérica os resultados numéricos acompanham a evolução dos resultados experimentais
- Existe algumas diferenças na parte final do ensaio, no entanto e elevada não-linearidade que existe neste ponto e dado que no ensaio experimental a estrutura parou neste ponto por se encontrar próxima do colapso, admitem-se as diferenças.
- Nos gráficos de deslocamento no tempo, que tem influencia directa nos gráfico de deslocamento entre pisos (*drift*) regista-se alguma diferença associada a um deslocamento residual na transição entre sismos, de facto o mesmo aconteceu no ensaio experimental, no entanto essas deformações foram anuladas *in situ*, sendo impossível representar esse efeito no modelo numérico
- Como conclusão final, podemos afirmar que o modelo para representação das alvenarias de enchimento, apresentado nesta dissertação, consegue representar com muita proximidade os resultados experimentais.

6.4 PILAR EM CORTE

6.4.1 Introdução

Com o objectivo de demonstrar a eficiência do modelo de corte implementado, foram utilizados os resultados da instrumentação aplicada no pilar forte do pórtico de ISPRA referido na secção anterior deste capítulo, moderando o comportamento desse pilar apenas considerando a flexão e depois conjugando a flexão com o corte, comparando os resultados globais.

6.4.2 Descrição do ensaio experimental

No ensaio realizado em ISPRA, descrito na secção 6.3 deste Capítulo, foram instalados 27 canais de transdutores de deslocamentos (22 no primeiro piso e 5 no segundo piso) para medição dos deslocamentos no primeiro piso do pilar forte e na base do mesmo pilar no segundo piso, onde eram esperados níveis de deformação elevados.

A distribuição destes transdutores, ilustrada na Figura 6.35, permitiu medir a componente de deformação devida à flexão e ao corte, assim como a deformação axia.

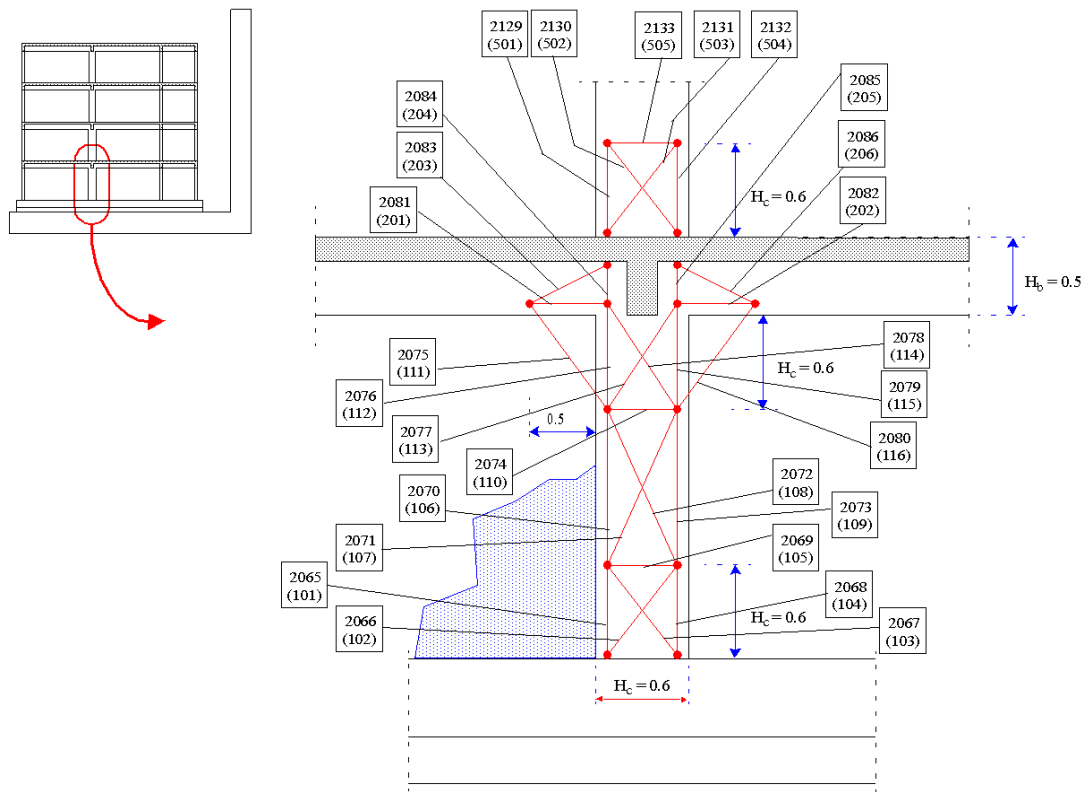


Figura 6.35 – Instrumentação no pilar forte no primeiro e segundo piso (Varum, 2003)

6.4.3 Metodologia utilizada

De forma a determinar qual a percentagem de esforço de corte absorvido pelo pilar em estudo foram utilizados dois processos. Um primeiro processo simplificado, baseado na rigidez elástica de todas as secções dos pilares do primeiro piso e um segundo processo, mais complexo de forma a determinar a percentagem de esforço absorvido, que tem em conta para além da rigidez elástica, considerando toda a análise não linear.

Assim, pelo método simplificado:

$$I_{elastica} = \frac{bh^3}{12} \quad (6.1)$$

Calculando a inércia para cada pilar:

$$I_{Pilar1} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.2^3}{12} = 2.67 \times 10^{-4} m^4 \quad (6.2)$$

$$I_{Pilar2} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.6^3}{12} = 5.50 \times 10^{-3} m^4 \quad (6.3)$$

$$I_{Pilar3} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.2^3}{12} = 2.67 \times 10^{-4} m^4 \quad (6.4)$$

$$I_{Pilar4} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.2^3}{12} = 2.00 \times 10^{-4} m^4 \quad (6.5)$$

Da análise dos resultados das inércia calculadas podemos concluir que relativamente à inércia elástica o pilar 2, que corresponde ao pilar em estudo tem relativamente à inércia total um valor de aproximadamente 83%, ou seja teoricamente absorveria 83% da força de corte do piso.

No entanto o facto de os elementos estruturais não terem um comportamento linear e como dada a hiperstaticidade da estrutura, a distribuição do esforço de corte também não ser apenas dependente na inércia relativa de cada elemento estrutural, da análise não-linear dinâmica já realizada à estrutura completa, e que se considerou na secção 6.3 deste capítulo como representante do comportamento da estrutura, foram analisados os resultados numérico, comparando o resultado do esforço de corte global do piso 1 e o esforço de corte do pilar 2, assim podemos ter mais uma referencia sobre o nível de esforço de corte absorvido pelo pilar 2.

Observando a Figura 6.36 a evolução do corte no piso 1 e no pilar 2 ao longo do tempo, pode-se concluir que de acordo com o que foi referido anteriormente o pilar 2 absorve quase a totalidade do esforço de corte do piso. Na análise dos resultados numéricos, optou-se por admitir que o pilar 2 absorve 72% do esforço de corte total do piso.

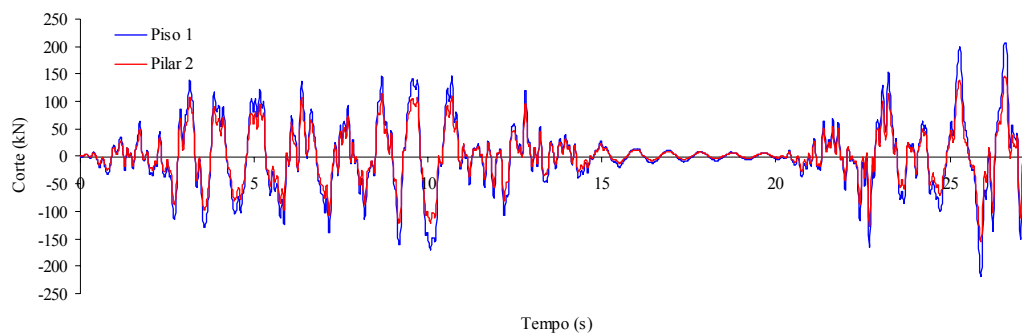


Figura 6.36 – Evolução do corte do piso 1 do pilar 2 no tempo

6.4.4 Modelo utilizado

Para o estudo do corte no pilar foi admitido um modelo simplificado de 1 pilar encastrado na base (ver Figura 6.37), com as propriedades elásticas e não-lineares admitidas no modelo do pórtico conjunto.

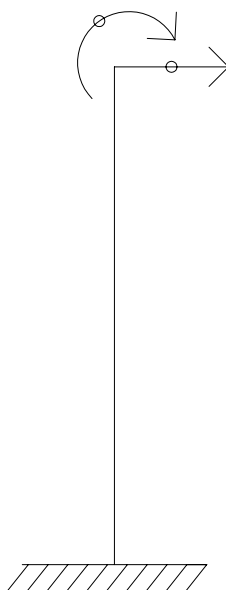


Figura 6.37 – Esquema do modelo utilizado

De forma a simular o comportamento que o pilar teve durante o ensaio, foi aplicado na extremidade do pilar uma lei de deslocamento horizontal (ver Figura 6.38) e uma lei de rotações no tempo (ver Figura 6.39)

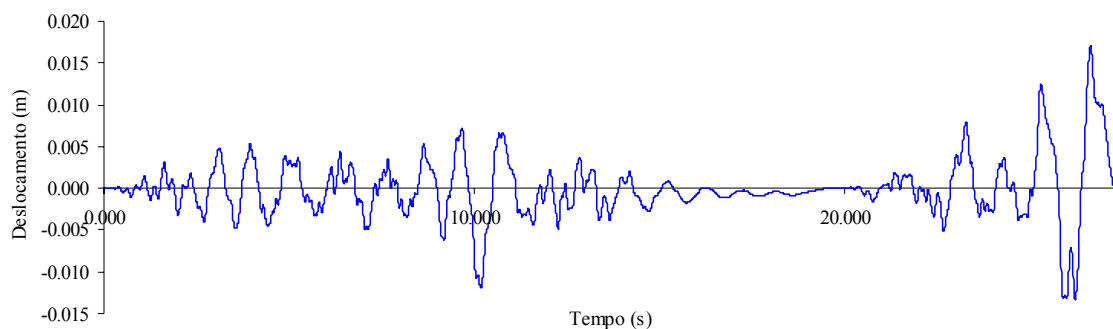


Figura 6.38 – Lei de deslocamento horizontal aplicada no topo do pilar

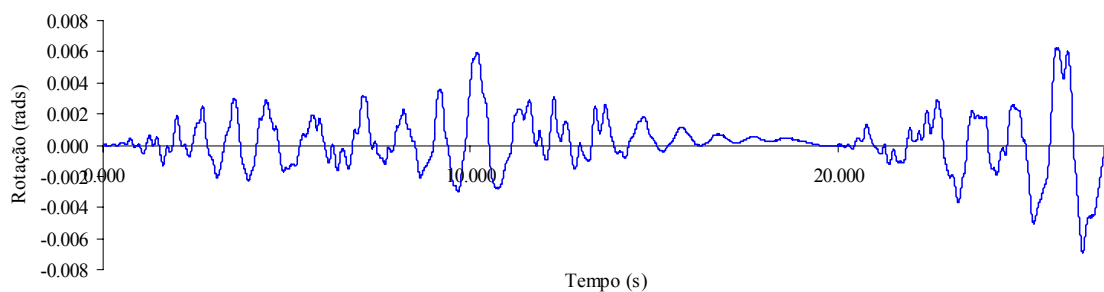


Figura 6.39 – Lei de rotações aplicada no topo do pilar

Para simular o pilar foi realizada uma análise não-linear estática com deslocamentos e rotações impostas, sendo comparados os resultados força-deslocamento no topo de pilar.

6.4.5 Resultados apenas com flexão

Ao modelo apresentado na secção 6.4.4 correu uma análise considerando apenas a não-linearidade em flexão:

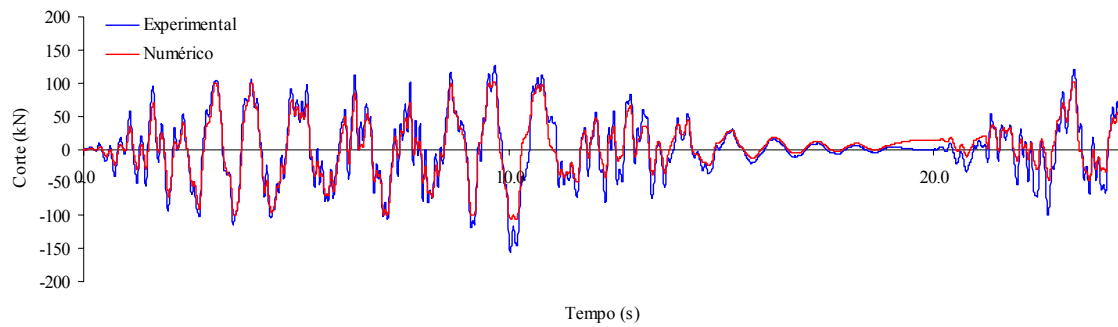


Figura 6.40 – Evolução do corte ao longo do ensaio só com não-linearidade em flexão

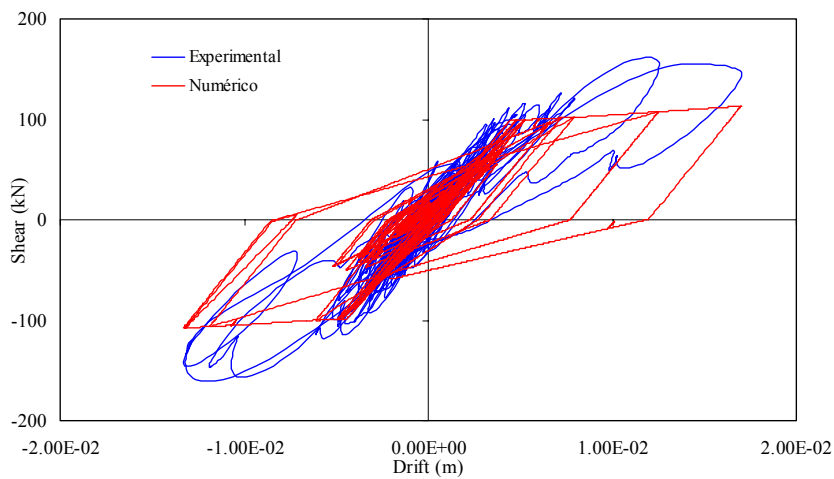


Figura 6.41 – Relação corte vs deslocamento em flexão só com não-linearidade em flexão

6.4.6 Resultados considerando flexão e corte

Ao modelo apresentado na secção 6.4.4 correu uma análise considerando apenas a não-linearidade em flexão:

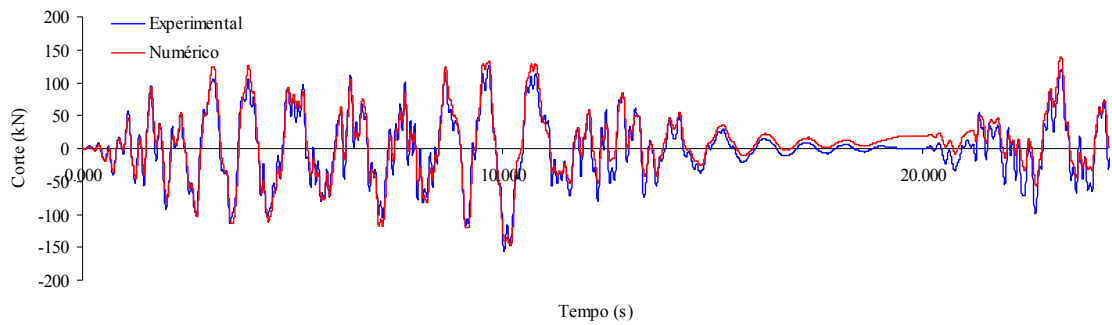


Figura 6.42 – Evolução do esforço de corte ao longo do tempo considerando flexão e corte

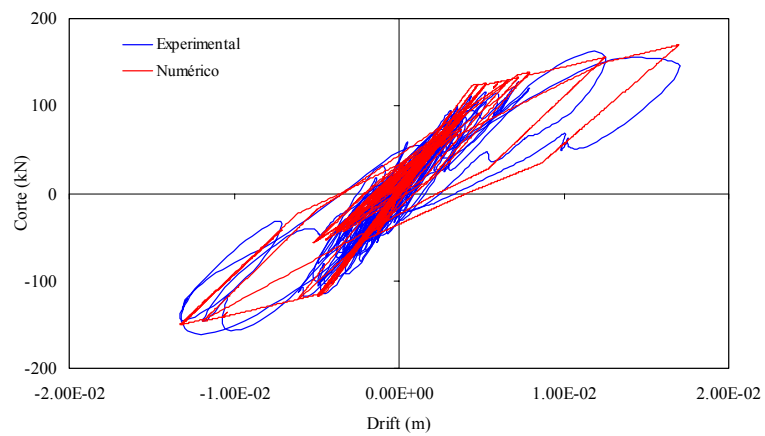


Figura 6.43 – Relação corte vs deslocamento considerando corte e flexão

6.4.7 Conclusões

CAPÍTULO 7

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

7.1 INTRODUÇÃO

Na história de Portugal há registos da ocorrência de eventos sísmicos com danos significativos. Existem registos históricos de sismos ocorridos em Portugal continental no último milénio nos anos, nomeadamente em: 1009, 1356, 1531, 1755, 1856, 1969. Estes sismos estão na sua maioria associados à fractura que se desenvolve, desde o arquipélago dos Açores até ao estreito de Gibraltar delineando a fronteira entre as placas Euro-asiática e Africana, outros têm origem em falhas localizadas no interior da placa Euro-asiática (Cansado Carvalho, 2001) (ver Figura 7.1).

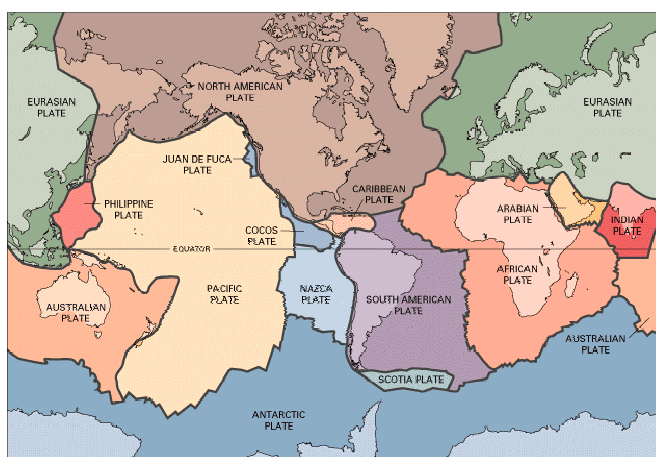


Figura 7.1 – Placas sísmicas (SPES, 2005)

Por este facto, a zona sul do país tem um maior risco sísmico. Especialmente a zona da costa algarvia e a área metropolitana de Lisboa requerem maior atenção devido à elevada concentração populacional e densidade de construção. Existe uma necessidade de realização de estudos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado, de forma a conhecer as condições de segurança face a eventuais abalos sísmicos e permitir o dimensionamento de algumas soluções de reforço para evitar o colapso de edifícios mais vulneráveis.

Dado este facto, e para testar o programa em desenvolvimento neste trabalho, foi então estudado o comportamento sísmico de um edifício representativo de um complexo de cinco edifícios localizados na Avenida Infante Santo, em Lisboa, sobre os quais foram recolhidas as peças escritas e desenhadas dos projectos originais. Da análise das peças recolhidas dos cinco edifícios concluiu-se que, do ponto de vista estrutural, quatro desses blocos têm um comportamento bastante similar admitindo-se por isso que o estudo de um destes seria representativo do comportamento dos restantes. O quinto bloco apresenta algumas características estruturais distintas, nomeadamente a presença de elementos verticais mais resistentes o que demonstra algumas preocupações com a acção sísmica.

Assim, neste Capítulo serão apresentados os resultados das análises não-lineares dinâmicas realizadas, sendo no final feitas algumas considerações sobre a sua vulnerabilidade sísmica.

7.2 DESCRIÇÃO DOS EDIFÍCIOS ESTUDADOS

Os edifícios estudados constituem um complexo de 5 edifícios, localizados na Avenida Infante Santo, freguesia da Lapa em Lisboa foram construídos no início da década de 50, (ver Figura 7.2).



Figura 7.2 – Imagens aéreas dos edifícios (DigitalGlobe, 2005)

Os 5 edifícios têm, de uma forma geral, a mesma geometria estrutura e materiais. Nos blocos 1 a 4 existem mais dois pisos semienterrados num bloco perpendicular ao edifício destinado a estabelecimentos comerciais (ver Figura 7.3).

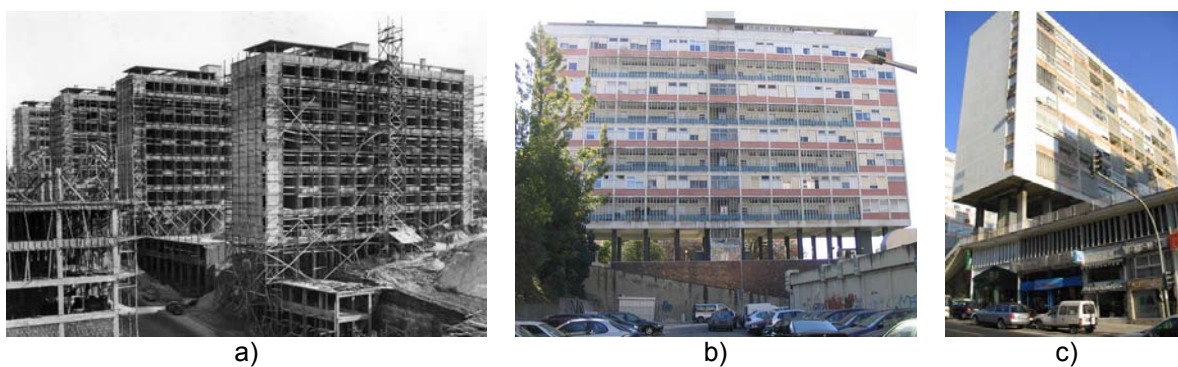


Figura 7.3 – Fotos do edifício: a) Construção b) Fachada c) perspectiva

Os edifícios desenvolvem-se de noroeste-sudoeste, perpendiculares à avenida referida e os estabelecimentos estão no alinhamento da avenida. Os espaços comerciais surgiram, de acordo com as peças escritas (Cruz, 1955), para fazer face à necessidade de criar muros de suporte de contenção de terras.

Todos os edifícios são constituídos por oito pisos de habitação, não existe andar térreo, estando o edifício “suspense” nos pilares. A tipologia é a mesma em todos os blocos sendo constituídos por 24 fogos do tipo duplex. Para acesso vertical a cada bloco existem três ascensores, um monta-cargas, e uma escada central para acesso a todo o edifício. O terraço é acessível, no qual existe uma zona de estendais coberta, uma pequena habitação destinada ao porteiro e uma zona ampla. Os estabelecimentos comerciais são compostos por um piso de lojas e piso de sobrelojas para armazenamento (Rodrigues *et al*, 2005).

7.3 CONTEXTUALIZAÇÃO ARQUITECTÓNICA

Charles-Edouard Jeanneret-Gris, mais conhecido como *Le Corbusier*, foi um dos arquitectos importantes do século XX, lançando um novo movimento arquitectónico envolvendo uma nova forma de projectar baseada nas necessidades humanas, revolucionando a cultura arquitectónica do mundo inteiro.

A sua influência estendeu-se principalmente ao urbanismo, compreendendo as transformações que o recurso massivo ao automóvel exigia ao planeamento urbano, idealizando a cidade para o futuro, que na sua perspectiva, deveria consistir em grandes blocos de apartamentos assentes em *pilotis*, sistema construtivo baseado na sustentação de uma edificação através de uma grelha de pilares, deixando o terreno livre debaixo da construção (Le Corbusier, 1923).

Le Corbusier defendia também que todos os edifícios deveriam ser brancos, criticando qualquer ornamentação artificial. As estruturas por ele idealizadas eram simples e muito frias, sendo criticadas por serem monótonas e desagradáveis para os peões.

Assim, a arquitectura de *Le Corbusier* assenta em 5 pontos fundamentais, podendo ser todos reconhecidos no exemplo apresentado na Figura 7.4 do projecto *Villa Savoye*:



Figura 7.4 – Villa Savoye – Obra de Le Corbusier 1929 (Corner and e Young, 2005)

- Construção assente sobre *pilotis*: ao tornar todas as construções suspensas, cria-se no ambiente urbano uma nova perspectiva.
- Terraço-jardim: com o avanço técnico do betão armado passa a ser possível aproveitar a última laje da edificação como espaço de lazer.
- Planta livre da estrutura: a definição dos espaços internos passava a ser independente da concepção estrutural. O uso de sistemas viga-pilar em grelhas ortogonais geraria a flexibilidade necessária para a melhor definição espacial interna possível.
- Fachada livre da estrutura: consequência do tópico anterior. Os pilares devem ser projectados internamente às construções, criando recuos nas lajes de forma a tornar o projecto das aberturas mais flexível. Deveriam ser abolidos todos os elementos ornamentais.
- Janela em fita: a uma certa altura, de um ponto ao outro da fachada, de acordo com a melhor orientação solar.

Nos edifícios em estudo (ver Figura 7.3), podemos identificar todas as características enunciadas anteriormente, que caracterizam o estilo arquitectónico de *Le Corbusier*.

7.4 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Como referido na secção 8.2 deste Capítulo, o edifício em estudo é constituído por oito pisos de habitação assente sobre pilares mais um de rés-do-chão vazado, e mais dois pisos comerciais, perpendiculares ao mesmo.

Trata-se de uma estrutura porticada, em que a estrutura principal é constituída por pórticos planos transversais de betão armado, formados por dois pilares ligados ao nível dos pisos por uma viga que se prolonga em consolas. As lajes do edifício são de betão armado contínuas.

A estrutura da parte comercial é também constituída por pórticos transversais, que para além da função de suporte das cargas verticais servem como muros de suporte para o impulso de terras, formando um muro de suporte com contrafortes, em que os esforços são transmitidos por intermédio de uma laje vertical contínua.

7.4.1 Dimensões do edifício

Como esquematizado nas Figura 7.5 e Figura 7.6 o edifício tem 28.6 m de altura, e em planta 11,1 m de largura e 46.1 m de comprimento.

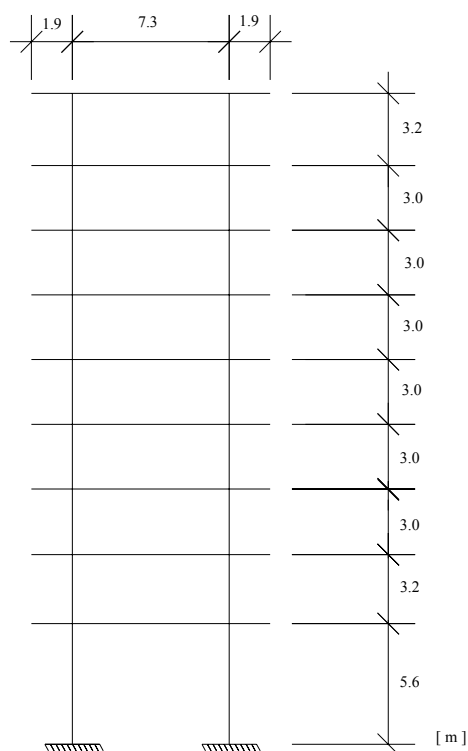


Figura 7.5 – Esquema e dimensões do pórtico-tipo

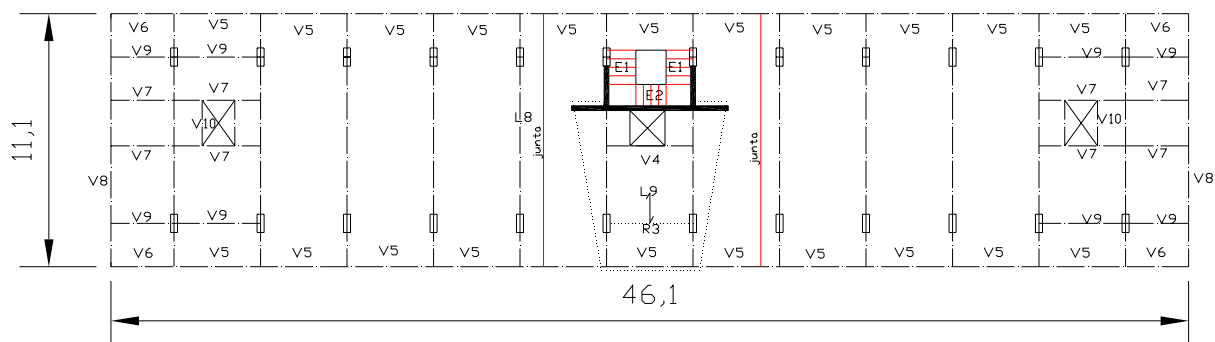


Figura 7.6 – Dimensões do edifício em planta

7.4.2 Plantas estruturais

Nesta secção são apresentadas as plantas estruturais dos vários pisos tipo do edifício em estudo. Na Figura 7.7 é representada a planta estrutural do rés-do-chão, onde está esquematizada a distribuição dos 24 pilares, assim como a sua orientação. Podem verificar-se os pórticos-tipo e a existência de vigas longitudinais apenas nas extremidades do edifício, devido a estas zonas estarem em consola e terem as aberturas dos elevadores.

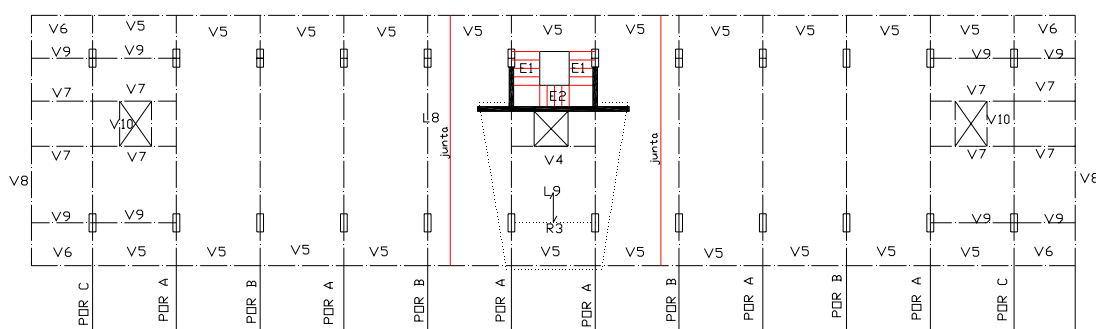


Figura 7.7 – Planta estrutural do piso de entradas (R/C)

Todos os apartamentos são do tipo *duplex*, num esquema que se repete em todos os andares, definindo-se andares inferiores como o piso inferior dos apartamentos e andares superiores como os andares superiores dos apartamentos.

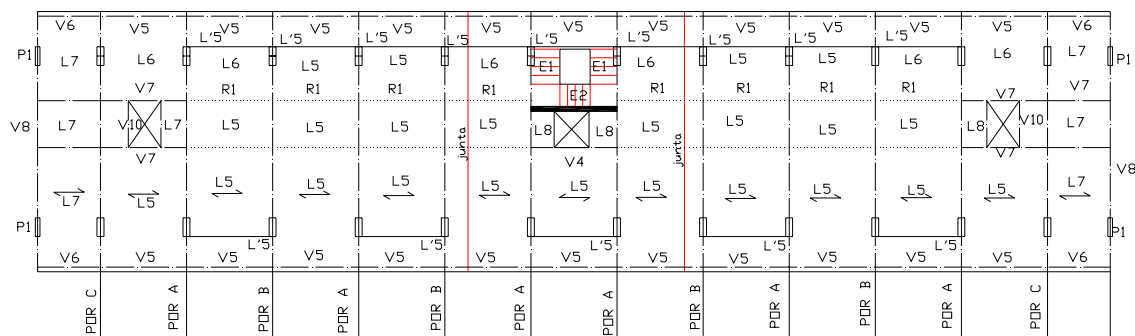


Figura 7.8 – Planta estrutural dos andares inferiores (1º, 3º, 5º, 7º)

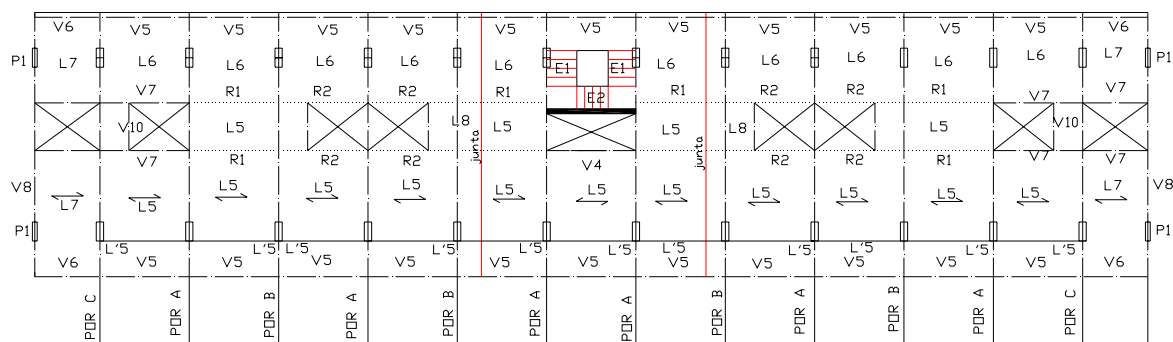


Figura 7.9 – Planta estrutural dos andares superiores (2º, 4º, 6º, 8º)

Como foi visto nas Figura 7.8 e Figura 7.9 a diferença nos esquemas estruturais dos pisos de habitação está nas aberturas das lajes que permitem a comunicação vertical entre os pisos dos apartamentos.

O terraço do edifício, representado no esquema estrutural da Figura 7.10 tem como por parte de todos os moradores de um espaço para estendal e existe também uma pequena habitação destinada ao porteiro do edifício. Neste piso existe uma menor densidade de vigas, devido às cargas reduzidas actuates.

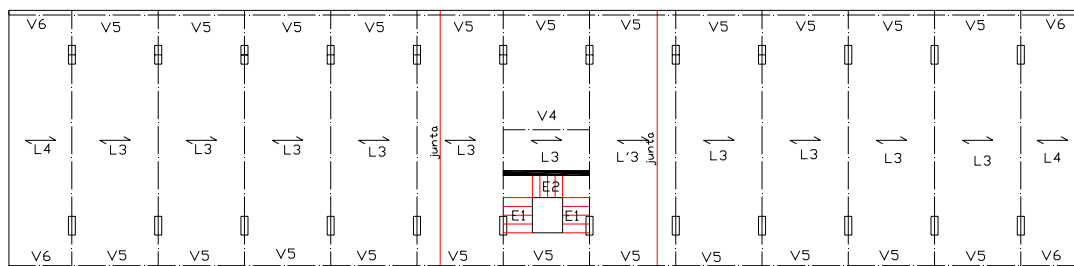


Figura 7.10 – Planta estrutural do terraço

7.4.3 Pilares e vigas

Como enunciado na secção 7.4, a estrutura do edifício é composta por pórticos transversais. Todos os pórticos têm as mesmas características geométricas, no entanto devido às diferenças de carregamento a que cada um está sujeito foram definidos três pórticos-tipo: A, B e C (ver Figura 7.6). Os pórticos B e C apenas diferem ao nível das lojas (R/C).

	Quadro de pilares		
	Pilar A	Pilar B	Pilar C
Nível 8			
Nível 7			
Nível 6			
Nível 5			
Nível 4			
Nível 3			
Nível 2			
Nível 1			
Nível 0			
Lojas			

Figura 7.11 – Quadro de Pilares

Tal com acontece nos pilares, as vigas dos pórticos A, B e C têm todas as mesmas características geométricas, mudando apenas a pormenorização das armaduras.




























Quadro de vigas do pórtico A			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2} V_{\Delta\Box}$	Extremidades
Nível 8			
Nível 7			
Nível 6			
Nível 5			
Nível 4			
Nível 3			
Nível 2			
Nível 1			
Nível 0			

Figura 7.12 – Quadro de Vigas do Pórtico A

Quadro de vigas do pórtico B e C			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Nível 8			
Nível 7			
Nível 6			
Nível 5			
Nível 4			
Nível 3			
Nível 2			
Nível 1			
Nível 0			

Figura 7.13 – Quadro de Vigas Pórticos B e C

7.4.4 Outros elementos estruturais

7.4.4.1 Juntas de dilatação

De acordo com o autor do projecto foram utilizadas duas juntas de dilatação localizadas em pontos previamente estudados das lajes (ver pormenor na Figura 7.14 e localização na Figura 7.15) de forma a evitar o cálculo termo-higrométrico devido à grande extensão do edifício (Cruz, 1955).

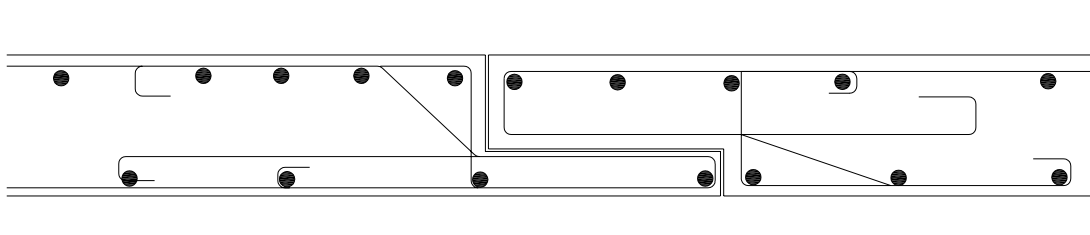


Figura 7.14 – Pormenor da Junta de Dilatação

As duas juntas de dilatação seriam localizadas a $\frac{1}{4}$ dos vãos das lajes de pavimento e das vigas de bordadura (Figura 7.15), aproximadamente no ponto de momento flector nulo, separando assim o edifício em três blocos distintos.

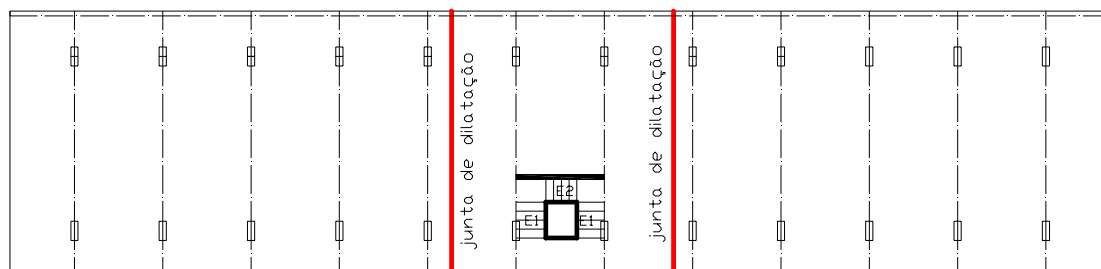


Figura 7.15 – Localização das Juntas de Dilatação

No entanto estas juntas não foram encontradas durante a visita de inspecção realizada ao edifício (Miranda *et al*, 2005), assumindo-se por isso que não foram executadas em obra como indicado no projecto de estabilidade.

7.4.4.2 Caixa de escadas e ascensores

Existem três ascensores para acesso aos andares superiores, um em cada extremidade e mais um no centro do edifício. Existe também uma escada comum para acesso vertical.

É comum que estes elementos estruturais sejam de betão armado, e que devido às suas dimensões sejam utilizados para aumentar ou equilibrar a rigidez de um edifício numa dada direcção. No entanto, devido à reduzida preocupação relativa aos esforços horizontais ao nível do projecto, apenas a caixa de escadas do rés-do-chão é de betão simples, o núcleo dos ascensores e da caixa de escadas são constituídos por tijolo tradicional furado.

7.5 PEÇAS DESENHADAS E ESCRITAS

Da análise das peças desenhadas e escritas do projecto de estabilidade (Cruz, 1955), foram retirados dados importantes a ter em conta para a correcta compreensão e interpretação do funcionamento estrutural do edifício.

Foram realizados dois projectos de estabilidade para o edifício em causa, um primeiro da autoria do engenheiro Jordão Videira Dias no ano de 1954 e outro do engenheiro Mário Ramos da Cruz em 1955.

O primeiro projecto não foi implementado, tendo sido substituído pelo segundo. Por esta razão a memória descritiva e os cálculos do primeiro projecto merecem apenas a referência de alguns pontos de interesse relevante.

Relativamente ao cálculo estrutural, este projecto foi inicialmente concebido sem ter em atenção momentos flectores nos pilares, tendo sido estes dimensionados apenas para esforços axiais, apoiado no estipulado no artigo 46º do R.B.A. (1935), por se considerar em todos os pilares como interiores, tendo sido posteriormente corrigido, por indicação dos serviços técnicos da Câmara Municipal de Lisboa (Cruz, 1955).

Segundo o autor J. V. Dias, a consideração da acção do vento seria suficiente para a verificação da estabilidade às acções horizontais desprezando assim a acção sísmica, devido às condições de localização do edifício e à baixa probabilidade de ocorrência do vento e do sismo na mesma direcção com intensidade máxima.

De notar ainda o comentário curioso do projectista, no final do capítulo relativo às acções horizontais, onde refere: “*podemos considerar os edificios como em condições de segurança bastantes superiores à grande maioria das edificações de Lisboa*” (Cruz, 1955), reflectindo este comentário a pouca importância dada na época ao efeito das acções horizontais, principalmente devido ao sismo, por ausência de imposições regulamentar.

No entanto, foi entregue posteriormente um aditamento ao projecto inicial relativo à verificação da estabilidade face à acção sísmica, reconhecendo alguma importância desta acção sobre a estrutura. A sua consideração foi feita de acordo com uma publicação da época (revista *Técnica*), considerando forças horizontais, aplicadas nos nós dos pórticos, proporcionais à massa dos pisos. A conclusão deste aditamento adianta ainda que os esforços provenientes da consideração da acção sísmica não resultaram em secções com características geométricas superiores ou maiores necessidades de armadura, quando compara-

das com a acção do vento, considerando-se assim dispensável a verificação da estabilidade sísmica.

O segundo projecto da autoria do engenheiro Mário Ramos Cruz merece assim maior atenção aos pormenores e pressupostos assumidos no cálculo. Assim, este novo projecto surge com o objectivo de substituir as lajes pré-fabricadas aligeiradas de vigotas, do projecto inicial, por lajes maciças de betão armado, sendo para isso realizados novos cálculos de estabilidade. Neste novo projecto o edifício é ainda para as acções verticais e para as acções horizontais (vento e sismo).

É referida a existência de juntas de dilatação para que as dimensões longitudinais do edifício não originem problemas de natureza termo-higrométrica.

As paredes de empena são constituídas por tijolos de 16 furos; as divisórias dos inclinados são constituídas por tijolo furado a duas meias vezes com caixa-de-ar; as divisórias interiores são de tijolo furado a meia vez; e as de menor espessura são constituídas por tabiques de aglomerado de madeira. As paredes da caixa de escadas no piso térreo são de betão armado no piso térreo. Nos pisos superiores apenas uma das paredes é de betão armado e as restantes são constituídas por tijolos de 16 furos.

Para as cargas verticais foi considerado o peso próprio dos elementos de betão armado e a sobrecarga regulamentar, admitindo-se para a determinação dos esforços de dimensionamento que a carga total é a mais desfavorável acontece admitindo que não existem deslocamentos transversais por condições de simetria (Cruz, 1955).

A acção sísmica é definida com base em trabalhos e regulamentação estrangeira devido à ausência de regulamentação nacional na época. A acção sísmica foi definida como forças horizontais equivalentes, aplicadas nos nós da estrutura. Estas forças dependem da massa e de um factor de correcção para ter em conta a frequência própria da estrutura.

Com esta verificação e comparando com o primeiro projecto, onde a acção do vento era condicionante, foi assumido que nos três primeiros pisos os momentos nos pilares e nas vigas devido à acção sísmica são superiores quando comparados com a acção do vento.

7.6 INSPECÇÃO

Com o intuito de avaliar as propriedades dos materiais, verificar a geometria das e posição dos elementos estruturais e a da armadura, e estimar experimentalmente as frequências próprias do edifício foi realizada uma visita ao local, na qual foram realizados alguns ensaios não destrutivos.

Para a determinação de propriedades dos materiais, como a resistência superficial do betão, recorreu-se ao *Schmidt*, o detector de armaduras para a determinação da espessura de recobrimento e posição e diâmetro dos varões, ao acelerógrafo para a medição da aceleração nas três direcções principais de forma a identificar as frequências próprias (Figura 7.16), o laser e fita métrica para verificar dimensões dos elementos estruturais (Miranda *et al*, 2005).

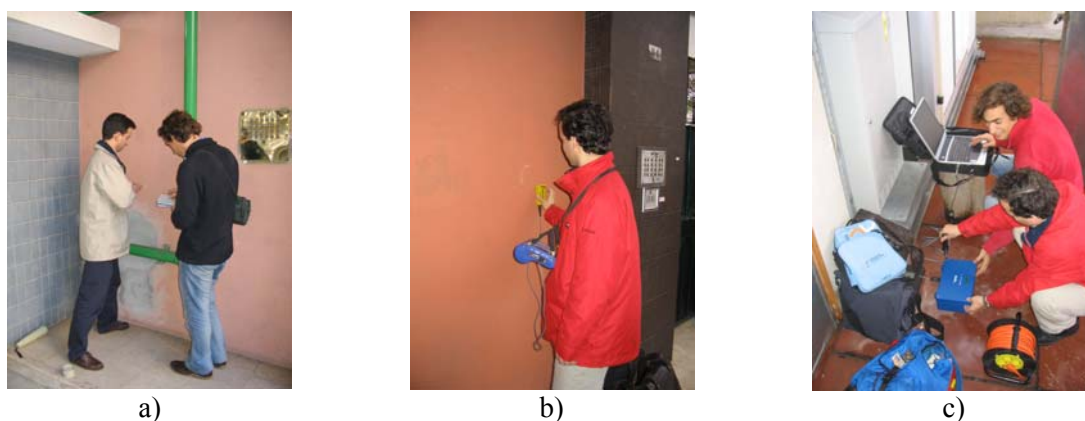
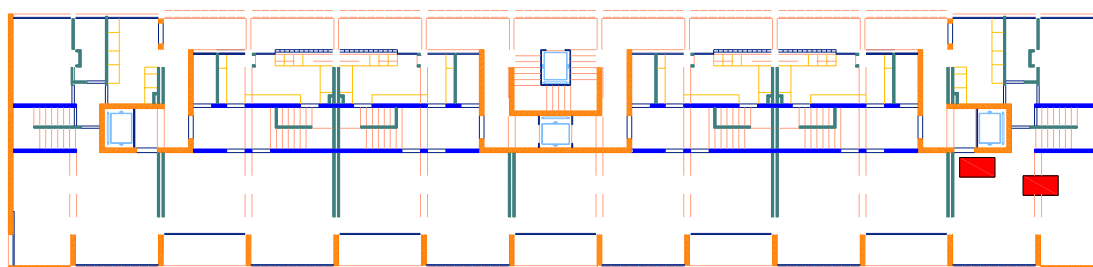


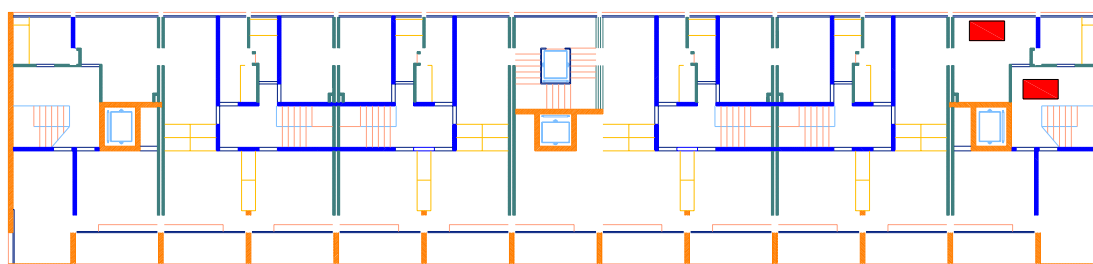
Figura 7.16 – Fotos da Inspeção: a) esclerómetro de *Schmidt* b) Detecção de armaduras
c) Registo de acelerações

Esta inspeção permitiu verificar as dimensões dos elementos estruturais, validando as medidas indicadas no projecto. O mesmo foi concluído relativamente às armaduras das vigas e pilares inspeccionados. A resistência superficial do betão é variável, no entanto considera-se como aproximação o betão da classe B25.

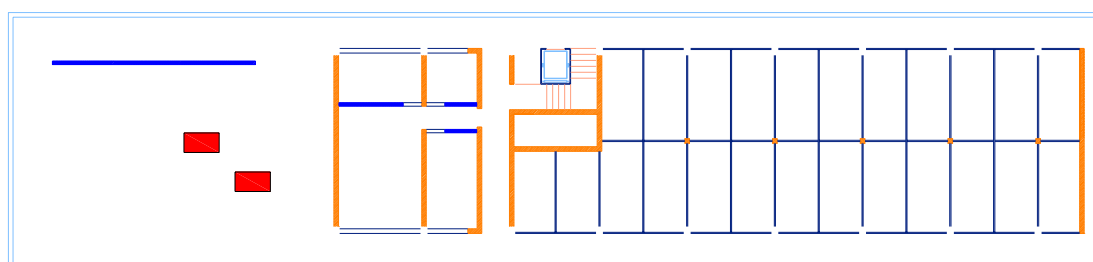
Foram realizadas seis medições da aceleração (vertical, longitudinal e transversal) no edifício, nos pontos indicados na Figura 7.17 (a, b e c) por forma a identificar as frequências próprias de vibração do edifício em cada direcção. Estas medições permitiram verificar que a frequência experimental se aproxima da frequência estimada numericamente, sendo assim, uma forma de verificar que a relação estimada entre a massa e a rigidez no modelo numérico se próxima da real.



a) – Piso 5



b) Piso 6



c) – Cobertura

Figura 7.17 – Pontos de medição de acelerações para identificação das frequências

Na Tabela 7.1 são apresentadas as frequências próprias do edifício estimadas a partir das medições e análise das acelerações medidas com o sismógrafo.

Tabela 7.1 - Frequências registadas (Hz)

f	Direcção		
	Longitudinal	Transversal	Vertical
1 ^a	1.08	1.75	8.79
2 ^a	5.67	6.41	12.00
3 ^a	8.10	8.14	29.30

7.7 MODELAÇÃO

7.7.1 Modelo transversal e longitudinal

Para a modelação do comportamento estrutural do edifício em estudo, foi utilizado o programa em desenvolvimento neste trabalho, PORANL. Este programa permite trabalhar apenas com modelos planos. Assim, foram estudados dois modelos independentes, um para cada direcção do edifício (longitudinal (X) e transversal (Y)) (ver Figura 7.8).

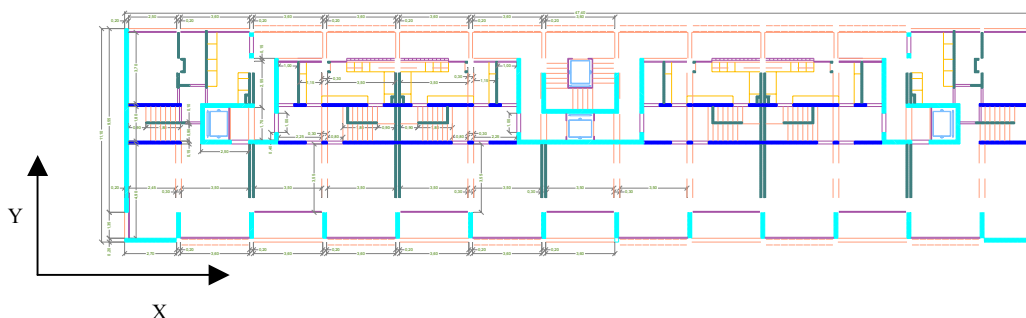


Figura 7.18 – Definição das direcções estudadas

Como anteriormente referido, os doze pórticos transversais têm as mesmas características geométricas, no entanto tem diferenças ao nível das armaduras de betão armado, que foram identificadas de acordo com os dados apresentados na Secção 7.4.3 deste capítulo.

Uma característica particular deste tipo de edifícios é o piso do rés-do-chão vazado, sem alvenaria, e com um pé direito superior ao dos restantes pisos, com importante influência no seu comportamento global.

Em ambos os modelos estruturais (direcção X e Y) foi admitida a participação da laje de betão armado com 0.2 m de espessura e 1.25 m de largura. Foram ainda considerados todos os painéis de alvenaria existentes modelando-os por forma a ter em conta a sua participação na resposta da estrutura (Rodrigues *et al*, 2005).

Para a análise do edifício na direcção transversal (Y), foi assumido um modelo equivalente, associando os três pórticos-tipo, ligados entre si através de bielas rígidas, como mostrado na Figura 7.19. Nestes modelos as propriedades mecânicas e geométricas são multiplicadas pelo número de vezes que cada pórtico se repete na estrutura.

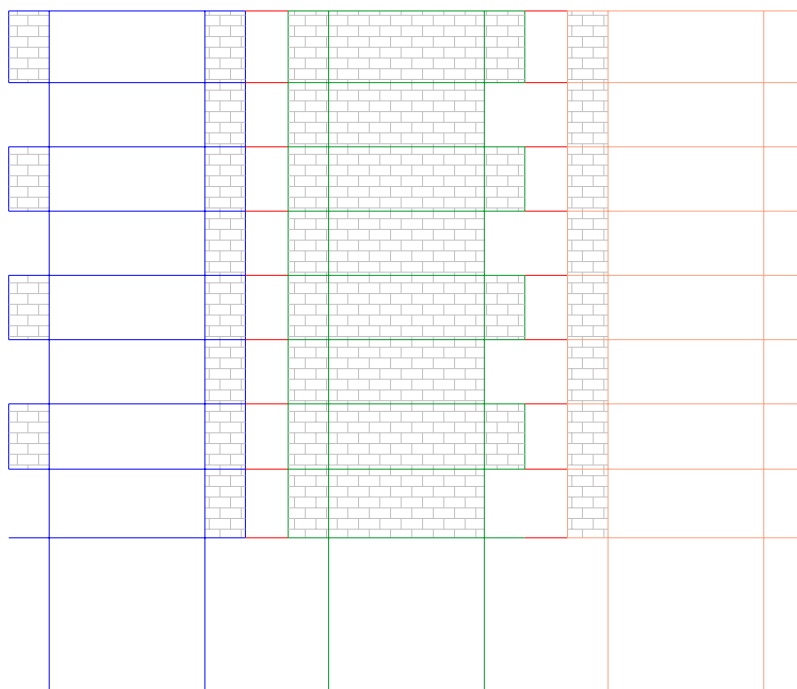


Figura 7.19 – Modelo global para análise da estrutura na direcção transversal (Y)

Para a análise estrutural na direcção longitudinal (X), devido à dupla simetria em planta do edifício, foi apenas estudado um quarto do edifício. No modelo global, apresentado na Figura 7.20, foram considerados seis pilares ligados entre si, por elementos de viga simulando a participação da laje. Nesta direcção não existem painéis de alvenaria confina-

dos pelos pilares, no entanto foi considerado um pórtico externo adicional, por forma a simular os painéis de alvenaria existentes no edifício que se desenvolvem nessa direcção e que por isso têm uma participação significativa na resposta global.

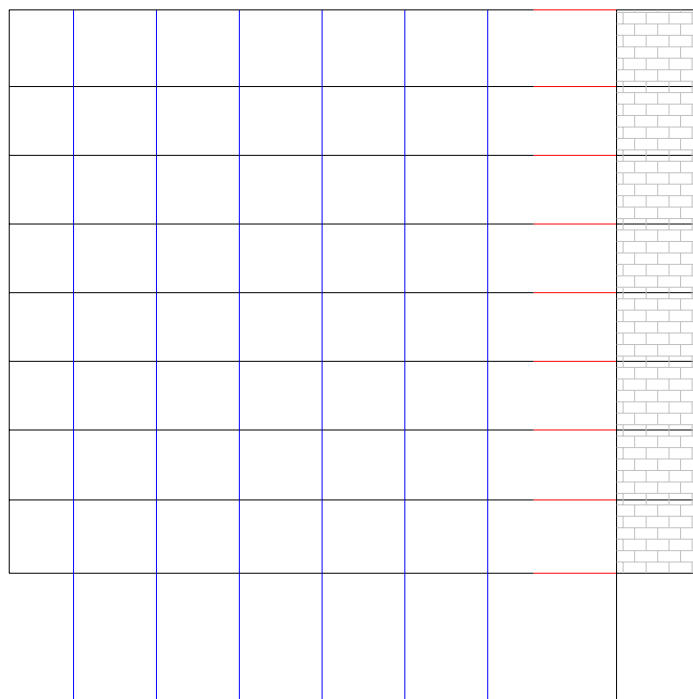


Figura 7.20 – Modelo global para análise da estrutura na direcção longitudinal (X)

7.7.2 Características adoptadas para os materiais

Os materiais considerados na modelação do edifício não reproduzem com exactidão os utilizados em obra devido à falta de ensaios laboratoriais mais precisos. A memória descritiva e as peças desenhadas são omissas relativamente a estes dados. Foi apenas encontrada uma referência sobre as características do betão, indicando a utilização de um “*betão normal*” (Cruz, 1955), não sendo feita mais nenhuma consideração sobre as características mecânicas do betão e do aço.

Assim, para as análises numéricas foi considerado um betão da classe B225 (REBA, 1966), de acordo com o que se considerava um betão normal e por comparação com os resultados obtidos na inspecção realizada (Miranda *et al*, 2005). Relativamente ao aço, como não existia nenhuma referência, foi adoptado um aço A40N (REBA, 1966).

As características e denominação dos materiais adoptados, correspondem às utilizadas na regulamentação da época (REBA, 1966).

Tabela 7.2 - Propriedades mecânicas do betão

Betão225 (equiparado ao B25)			
E_c [GPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ct} [MPa]	ϵ_{cm}
29	25	2.2	2.50 ‰

Tabela 7.3 - Propriedades mecânicas do aço

Aço A40N (equiparado ao A400)				
E_s [GPa]	ϵ_{sy}	f_{sy} [MPa]	E_{sh} [MPa]	ϵ_{sm}
210	1.9‰	400	0.58	100 ‰

7.7.3 Cargas estáticas, amortecimento e massa

Para as análises numéricas foram assumidas cargas verticais distribuídas nas vigas de forma a simular as cargas estáticas incluindo o peso próprio dos elementos estruturais de betão armado, revestimentos, acabamentos, paredes de alvenaria, e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar ($\Psi_2 = 0.2$).

Foi considerado o valor de 5.5 kN/m^2 como cargas permanentes, 2 kN/m^2 para a sobrecarga regulamentar e a combinação de acções utilizada foi a expressa na expressão 7.1 totalizando um valor de carga considerado de 8.0 kN/m^2 .

$$Psd = 1.35G + \psi_2 Q \quad (7.1)$$

Para a simulação da massa foi assumido que esta se encontra toda concentrada ao nível dos pisos, distribuída uniformemente nas vigas. A massa de cada piso inclui a peso

próprio da estrutura, as paredes de alvenaria, pavimentos, revestimentos e a valor quase permanente da sobrecarga, totalizando o valor aproximado por piso de 4Mtons.

Foi considerado um coeficiente de amortecimento viscoso de 1% para cada modo de vibração. Este valor é inferior que o considerado normalmente para estruturas de betão armado, devido ao amortecimento real da estrutura ser condicionado pelo comportamento histerético da estrutura.

7.7.4 Secções de betão armado com comportamento linear e não-linear

De acordo com a filosofia do programa utilizado, cada secção de betão armado (pilares e vigas) é definida através de um macro-elemento (Figura 7.21) constituído pela associação de três elementos finitos de barra, em que a não linearidade é concentrada nos dois elementos de extremidade (rótulas plásticas) e o elemento central têm comportamento linear.

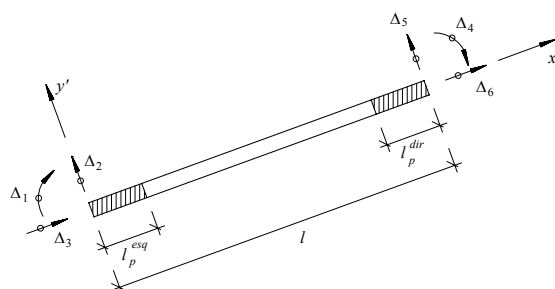


Figura 7.21 – Macro-elemento para elementos de betão armado

O comportamento não-linear é definido através de uma relação tri-linear momento-curvatura já descrita no Capítulo 2 deste trabalho, em que o primeiro troço representa a rigidez inicial não fendilhada da secção de betão armado, o segundo troço representa a rigidez pós-fendilhação do betão e o terceiro troço corresponde à rigidez pós-cedência das armaduras (Varum, 1996).

As curvas de comportamento foram obtidas com recurso a ao programa TRILIN (Arede *et al*, 1996), baseada nas características geométricas da secção, localização das armaduras e as propriedades mecânicas dos materiais.

7.7.5 Propriedades dos painéis de alvenaria de enchimento

Para a consideração dos painéis de alvenaria foi utilizado o macro-modelo apresentado anteriormente no Capítulo 3, de forma a ter em conta a participação dos painéis de alvenaria no comportamento global do edifício.

A cada painel de alvenaria foi associada uma curva de comportamento monotónico penta-linear dependendo das dimensões do painel de alvenaria, da percentagem de aberturas e da sua respectiva localização, das propriedades dos materiais, da qualidade de mão de obra, das condições de ligação entre os painéis de alvenaria e dos elementos de betão armado que o confinam. As curvas de comportamento foram obtidas através das expressões empíricas apresentadas no Capítulo 3 deste trabalho, proposta inicialmente por Zarnic e Gostic (1998).

Para o caso em estudo, na direcção transversal foram admitidos os painéis de alvenaria inseridos no pórtico, dado que estes se encontram confinados pelos elementos estruturais (vigas e pilares), na direcção longitudinal não foram considerados painéis de alvenaria no pórtico, tendo sido considerado um pórtico exterior equivalente, para entrar em consideração com a contribuição da alvenaria, dado que nesta direcção os painéis de alvenaria não se encontram confinados pelos elementos estruturais.

7.7.6 Acção sísmica

Para o estudo da vulnerabilidade sísmica do edifício em causa foi necessário definir a acção sísmica actuante. Esta foi definida através de acelerogramas que forneçam a variação das acelerações no solo ao longo do tempo. A vibração do solo de fundação é transmitida à estrutura que irá provocar mais ou menos danos em função das propriedades da acção considerada e das propriedades da estrutura.

A acção sísmica é uma variável influente na resposta da estrutura, pois a resposta depende não só da aceleração de pico da acção considerada mas também das suas características, como a sua duração e o seu conteúdo em frequência.

Foram então consideradas três famílias de acelerogramas gerados artificialmente, de forma a excitar a estrutura com acções sísmicas com diferentes propriedades, que no seu conteúdo em frequência, quer em duração.

A primeira família de acelerogramas utilizada foi gerada artificialmente para o programa experimental ICONS (Varum, 2003). Estes acelerogramas foram gerados para um cenário de risco médio/alto para a Europa. Encontra-se ilustrado na Figura 7.22 o acelerograma correspondente ao período de retorno de 975 anos.

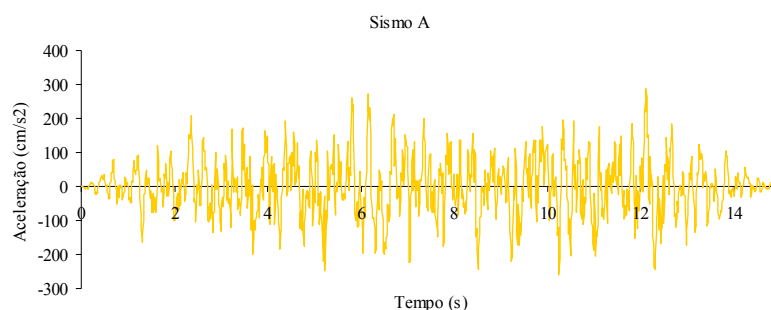


Figura 7.22 – Acelerograma A

A segunda e terceira família de acelerogramas correspondem a sismos gerados artificialmente por Carvalho *et al.* (2005) baseados num modelo de falha finita por forma a simular no caso da segunda (ver Figura 7.24) e terceira (ver Figura 7.25) família de sismos com proveniente da falha indicada na Figura 7.23. Estes sismos são calibrados para o território português e tentam simular possíveis sismos na zona de Lisboa.

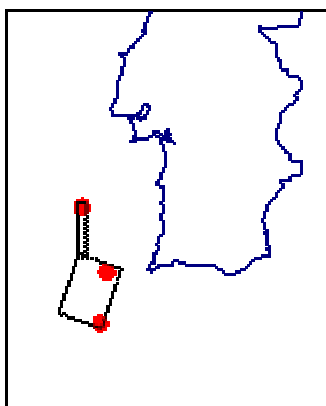


Figura 7.23 – Origem considerada para a geração dos sismos da família B e C (Carvalho *et al.*, 2005)

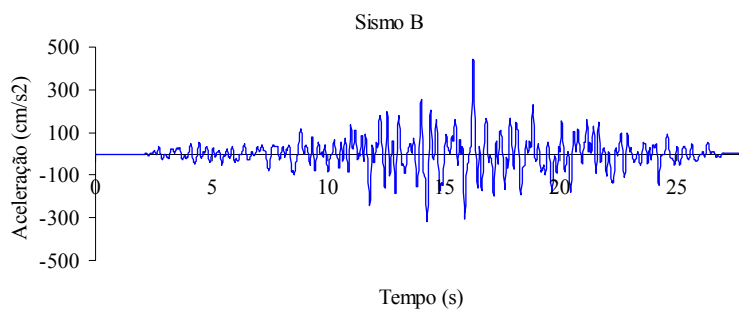


Figura 7.24 – Acelerograma B

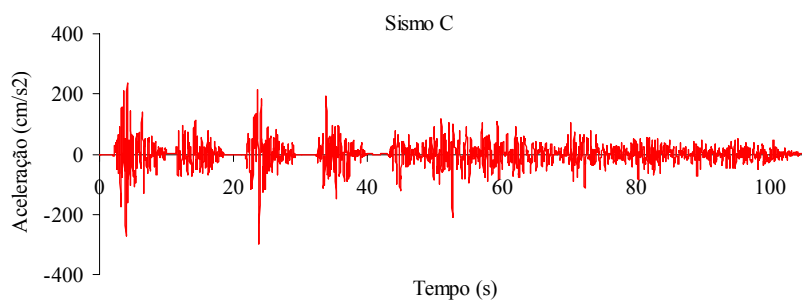


Figura 7.25 – Acelerograma C

Estes acelerogramas gerados artificialmente da família B e C foram escalados para acelerações de pico correspondentes à dos sismos s com períodos de retorno correspondentes a 73, 475, 975, 2000, 3000 e 5000 anos, como resumido na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 - Acelerações de pico

Período de retorno (Anos)	Aceleração de pico (.g)
73	0.091
100	0.108
170	0.143
300	0.183
475	0.222
975	0.294
2000	0.380
3000	0.435
5000	0.514

7.8 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Foram realizadas análises não-lineares dinâmicas para as duas direcções (transversal e longitudinal) com recurso a modelos planos independentes, para as três séries de sismos tipos já descritos. Nesta secção serão apresentados os resultados para cada direcção, será discutido o efeito da acção sísmica na resposta estrutural e por fim será feita uma comparação dos resultados obtidos com os limites de segurança proposto em normas e documentos técnicos internacionais.

7.8.1 Frequências e modos de vibração

A primeira validação de um modelo numérico pode ser feita através da comparação de frequência medida da estrutura e da frequência do modelo numérico, assim na Tabela 7.5 são indicadas as quatro primeiras frequências determinadas numericamente para o edifício em cada direcção, e são comparadas com a primeira frequência obtida experimentalmente, já apresentada na secção 7.6.

Tabela 7.5 - Frequências naturais para as direcções X e Y

Frequências	Direcção	
	Longitudinal X (Hz)	Transversal Y (Hz)
1 ^a	1.08 (1.17)	1.75 (1.56)
2 ^a	5.67	6.41
3 ^a	6.32	8.14
4 ^a	8.10	8.80

Como se pode observar na Tabela 7.5 existe uma boa aproximação entre a primeira frequência experimental em ambas as direcções (1.17 Hz para a direcção longitudinal e 1.56 Hz para a direcção transversal) e a frequência dos modelos numéricos (1.08 Hz para a direcção longitudinal e 1.75 Hz para a direcção transversal), o que constitui a primeira validação dos modelos numéricos. Na Figura 7.26 é representado o primeiro modo de vibração em cada direcção obtido numericamente.

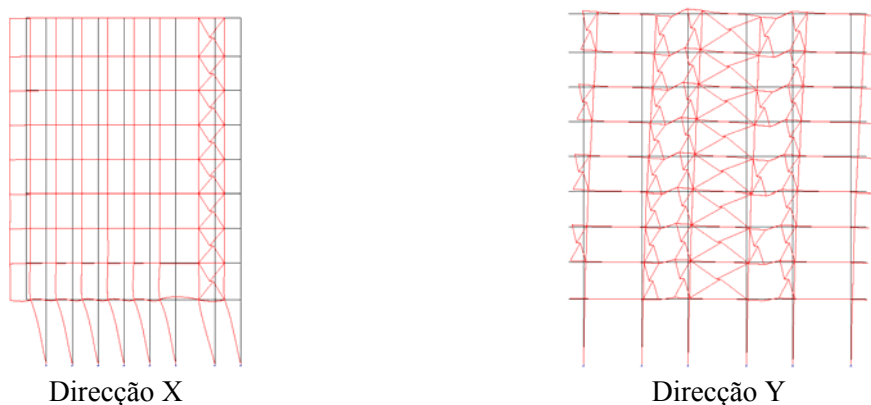


Figura 7.26 – 1º Modo de vibração em cada direcção

Da análise dos modos de vibração em ambas as direcções, é claro desde já que a resposta estrutural dinâmica irá induzir na estrutura um mecanismo de piso *-soft-storey*. Esta conclusão será confirmada com os resultados das análises não-lineares dinâmicas apresentadas de seguida.

7.8.2 Resultados das análises dinâmicas não-lineares

A direcção transversal é a direcção sobre a qual se desenvolvem os pórticos que constituem a estrutura principal do edifício. Sendo assim a que mobiliza a maior rigidez dos pilares e das vigas.

A direcção longitudinal é a direcção de maior desenvolvimento do edifício, é a direcção menos rígida dos pilares, e estes não se encontram ligados por vigas, admitindo-se que os deslocamentos de piso se compatibilizam através da participação da laje maciça.

De seguida são apresentadas as envolventes de deslocamento, perfis de deslocamento entre pisos (*drift*) e perfis de corte ao nível dos pisos para os 3 sismos tipo e para cada um destes para os principais períodos de retorno (73, 475, 975, 2000, 3000 e 5000 anos). Nem sempre foi possível obter resultados para os períodos de retorno mais elevados (2000, 3000 e 5000 anos) devido a dificuldades de convergência dos modelos para níveis de aceleração tão elevados.

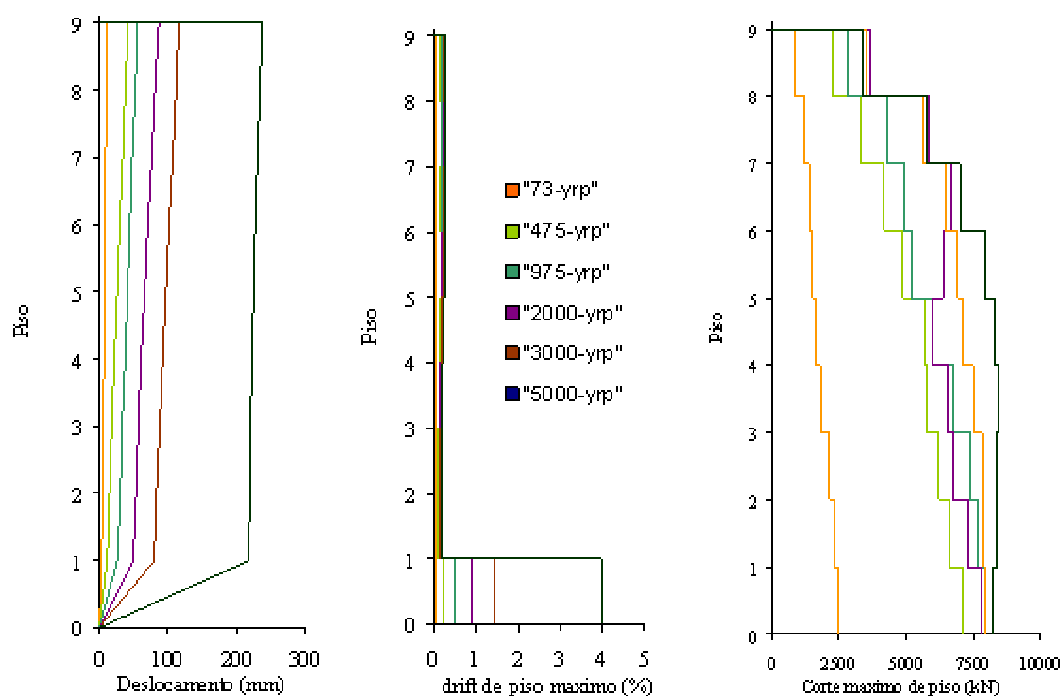


Figura 7.27 – Sismo A: direcção transversal, envolventes de deslocamento, perfis de *drift* e corte

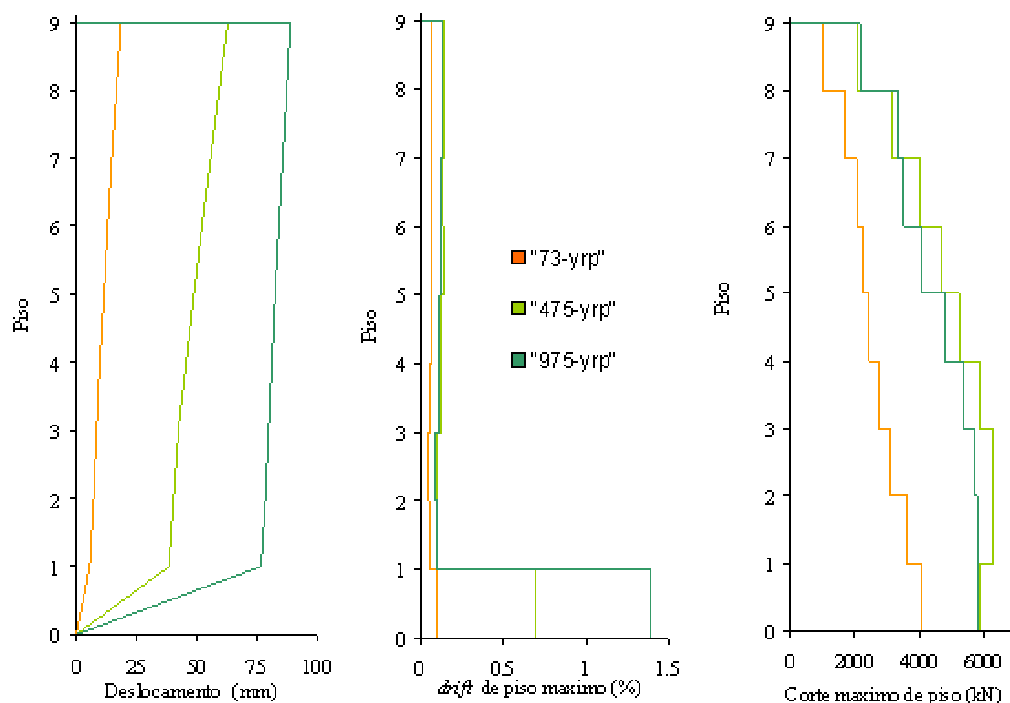


Figura 7.28 – Sismo B: direcção transversal, envolventes de deslocamento, perfis de *drift* e corte

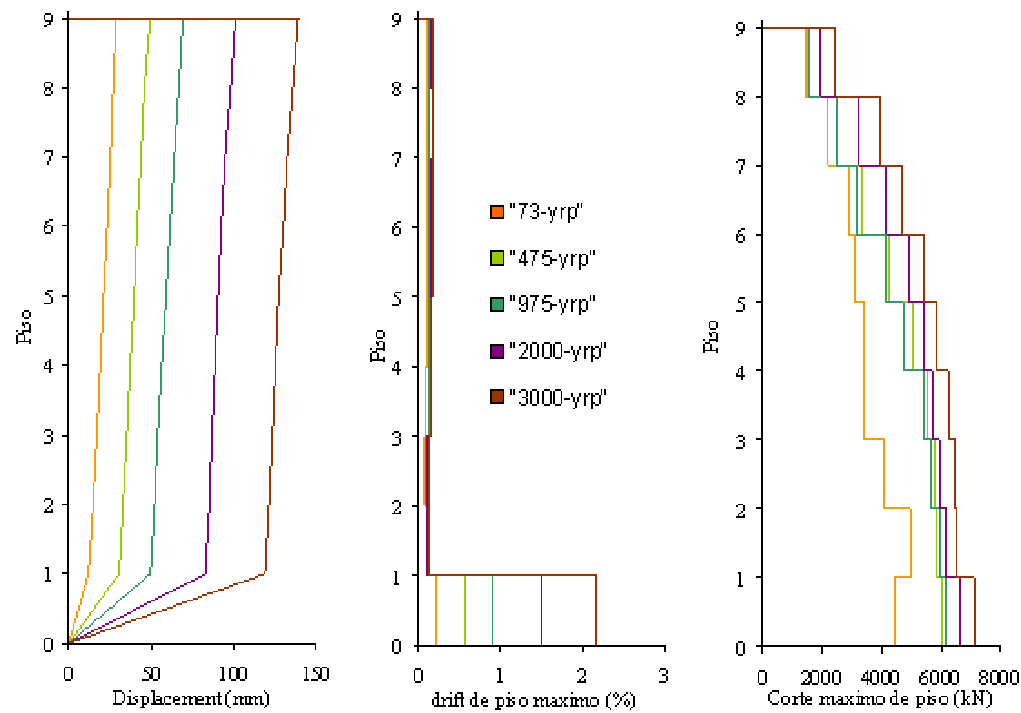


Figura 7.29 – Sismo C: direcção transversal, envolventes de deslocamento, perfis de *drift* e corte

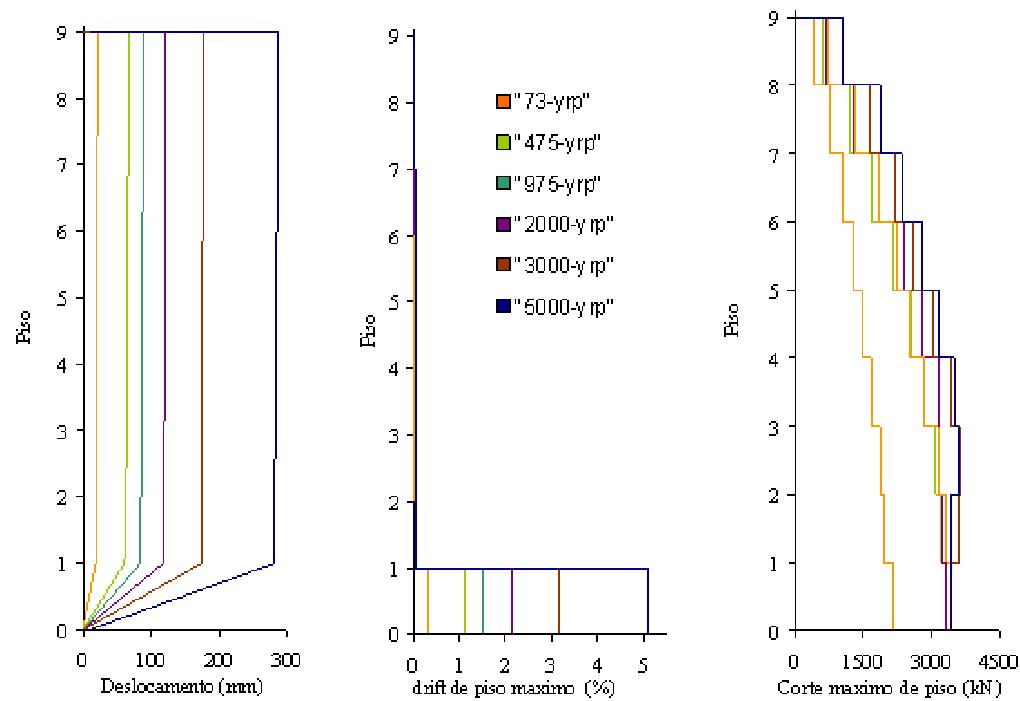


Figura 7.30 – Sismo A: direcção longitudinal, envolventes de deslocamento, perfis de *drift* e corte

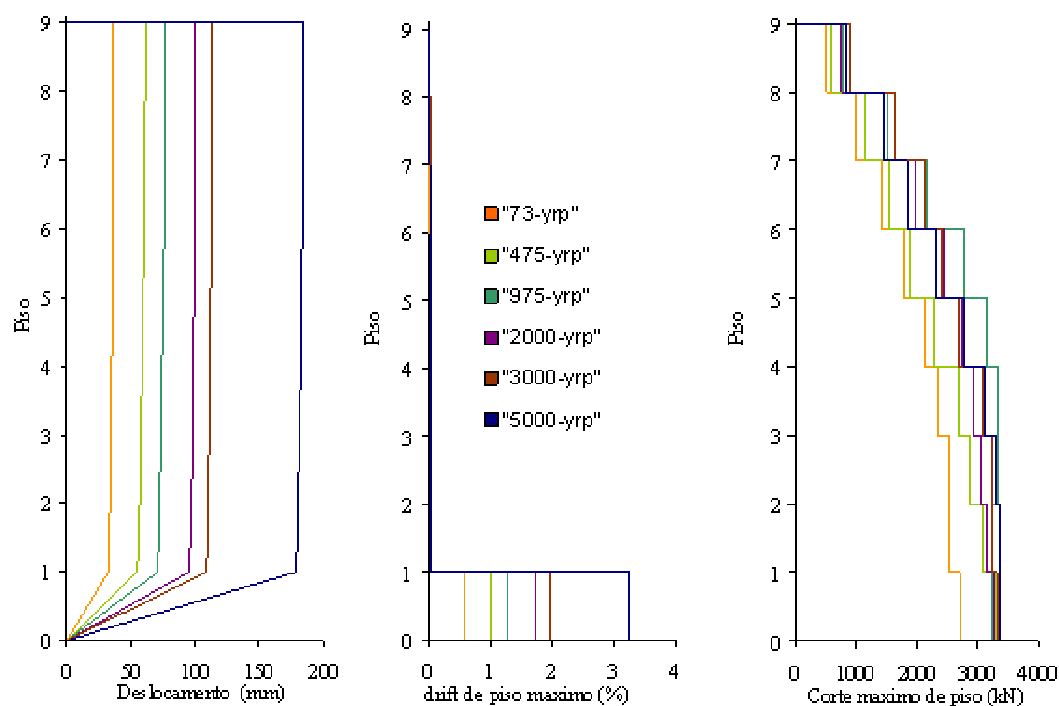


Figura 7.31 – Sismo B: direcção longitudinal, envolturas de deslocamento, perfis de *drift* e corte

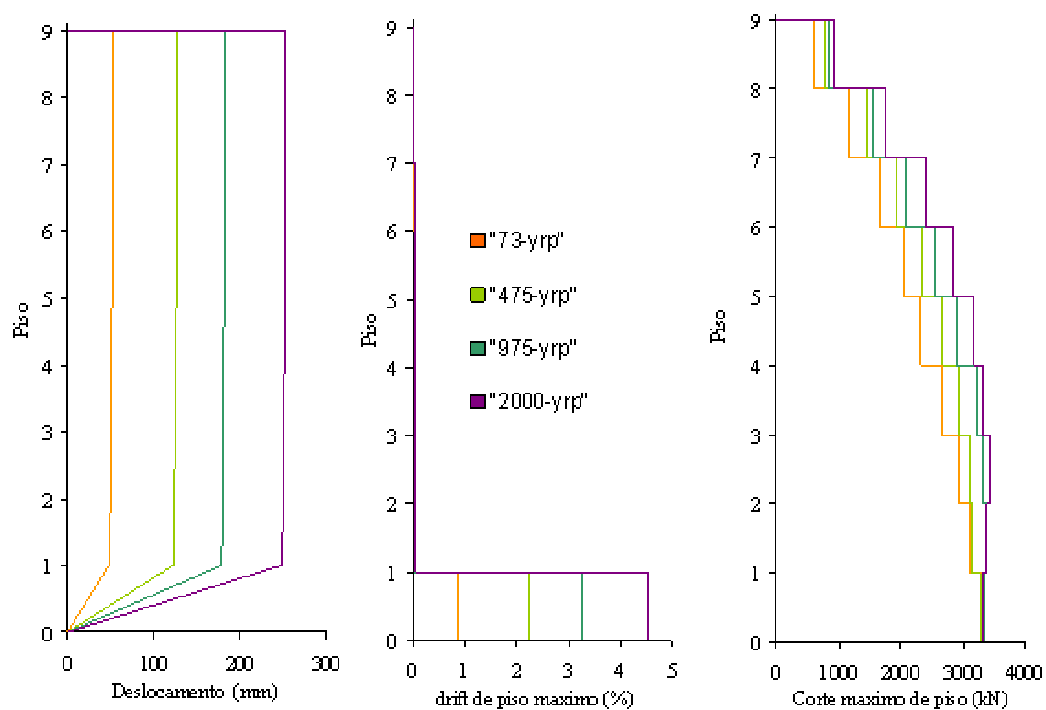


Figura 7.32 – Sismo C: direcção longitudinal, envolturas de deslocamento, perfis de *drift* e corte

Da análise dos gráficos anteriores pode-se observar através da envolvente de deslocamento e do perfil de drift que tal como era de esperar depois da análise do primeiro modo de vibração em cada direcção, o edifício tem um comportamento de piso, ou seja os pisos superiores funcionam como um corpo rígido em que o drift, ou deslocamento diferencial entre pisos não é muito elevado, sendo o primeiro piso o responsável pela maior parte do deslocamento de topo do edifício. O perfil de corte demonstra que, para sismos a partir do período de retorno dos 475 anos, este perfil se mantém constante com pequenas variações.

Seguidamente são apresentados os resultados anteriores mas apenas estudando pontos fundamentais da estrutura, ou seja, são apresentados para os três sismos tipo e para todos os períodos de retorno estudados (73, 475, 975, 2000, 3000 e 5000 anos) na Figura 7.33 as curvas de vulnerabilidade que representam a evolução do drift máximo no rés-do-chão com o aumento da intensidade sísmica, na Figura 7.34 a evolução do valor máximo do corte basal com a evolução da intensidade sísmica e na Figura 7.35 é apresentada a evolução do deslocamento de topo com o aumento da intensidade sísmica.

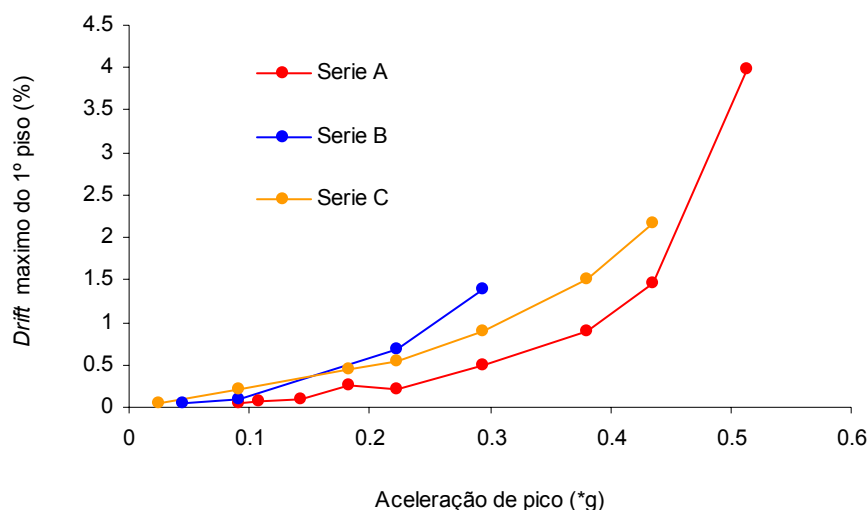


Figura 7.33 – Evolução do drift na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção transversal

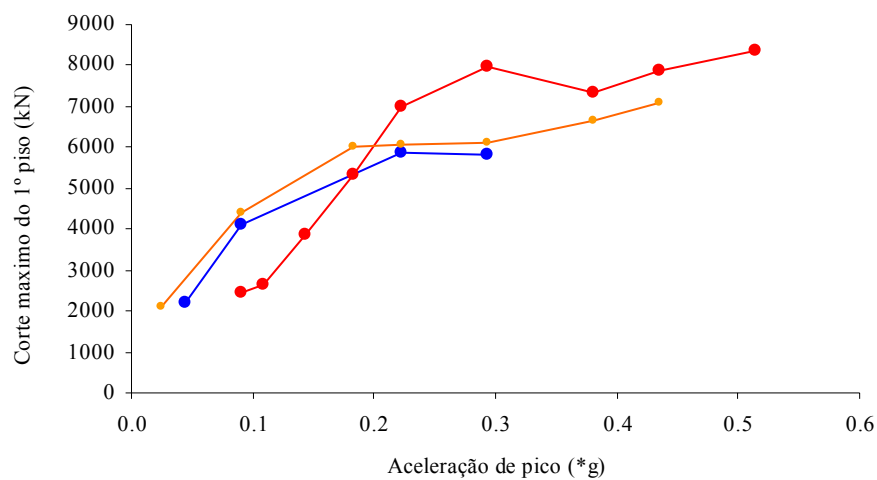


Figura 7.34 – Evolução do esforço de corte na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção transversal

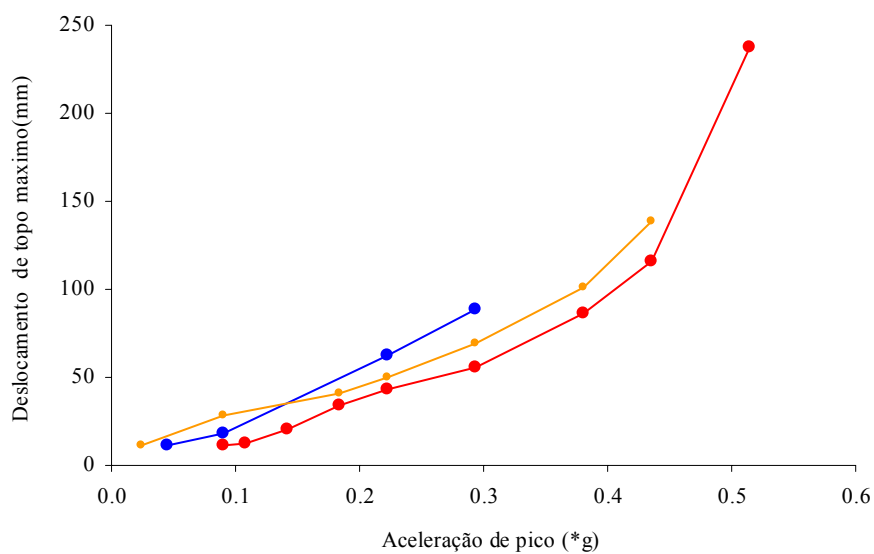


Figura 7.35 – Evolução do deslocamento no topo do edifício com o aumento da intensidade sísmica, direcção transversal

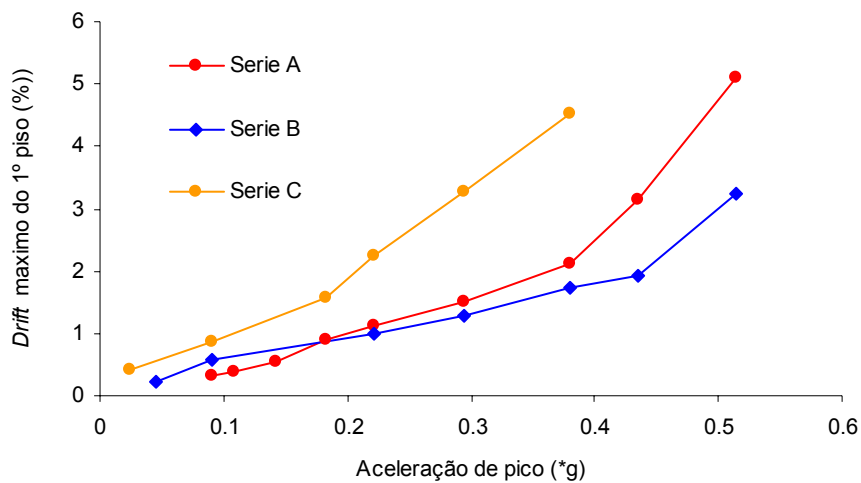


Figura 7.36 – Evolução do drift na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal

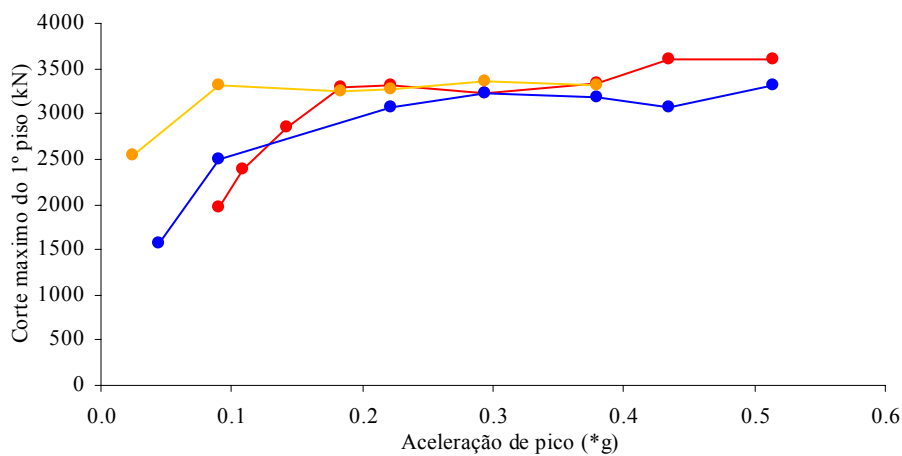


Figura 7.37 – Evolução do esforço de corte na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal

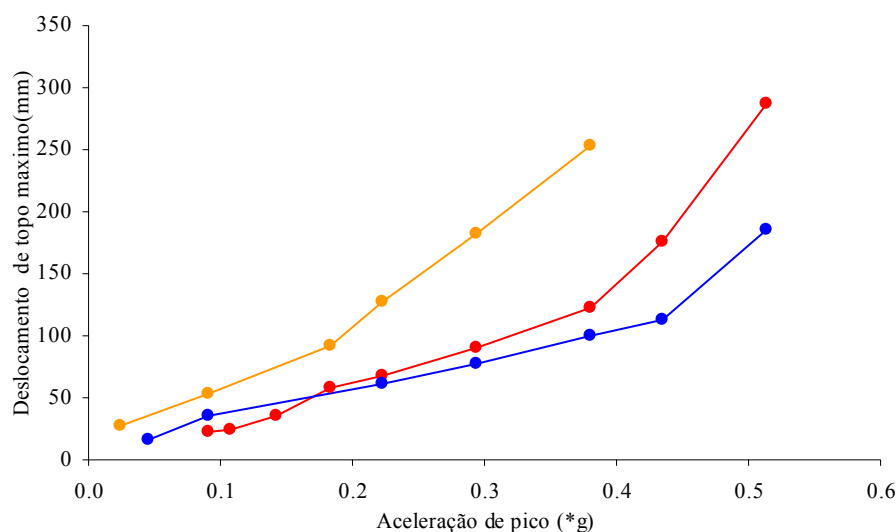


Figura 7.38 – Evolução do deslocamento no topo do edifício com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal

7.8.3 Verificação da segurança

Para a realização das verificações de segurança foram comparados os níveis de drift máximo ao nível do primeiro piso, devido ao efeito de soft-storey, com normas internacionais que indicam níveis de drift limite associados a estados limite de desempenho dos edifícios para um dado período de retorno, estando esse período de retorno associado a uma aceleração de pico já indicada na Tabela 7.4.

Assim, foram considerados os limites de drift apresentados por dois documentos internacionais: o ATC-40 (1996), indicados na Tabela 7.6.e SAEOC-VISION 2000 (1995) resumidos na Tabela 7.7.

Tabela 7.6 - Limites de Drift de acordo com o ATC-40

	Estado Limite			
	Ocupação imediata	Controlo de danos	Perda de vidas	Colapso
Drift Limite	1%	1-2%	2%	$0.33 \frac{V_l}{P_l} \approx 7\%$

Tabela 7.7 - Limites de Drift de acordo com o VISION-2000

	Estado Limite			
	Completamente Operacional	Operacional	Risco de perda de vidas	Colapso
Drift Limite	0.2%	0.5%	1.5%	2.5%

O relatório VISION-2000 (1995) apresenta ainda uma matriz de objectivos para edifícios novos, definindo três níveis de objectivos de desempenho (basic, essential hazardous, and safety critical). Para o edifício em estudo a segurança foi investigada para o nível básico de desempenho, proposto pelo VISION-2000 (ver Tabela 7.8), assinalado com um “X”.

Tabela 7.8 - Matriz de objectivos básicos de desempenho para edifícios de betão armado de acordo com o VISION-2000 (1995)

		Completamente Operacional	Operacional	Perda de vidas	Colapso
Período de retorno	Frequente (43-yrp)				
	Ocasional (72-yrp)		X		
	Raro (475-yrp)			X	
	Muito raro (970-2000 yrp)				X

Nas Figura 7.39 e Figura 7.40 apresentam-se a comparação das curvas de vulnerabilidade do edifício em estudo para a direcção longitudinal e transversal para o *drift* máximo ao nível do piso 1 obtidas e indicam-se os *drifts* máximos propostos pelo ATC-40 e pelo VISION2000 para os respectivos períodos de retorno.

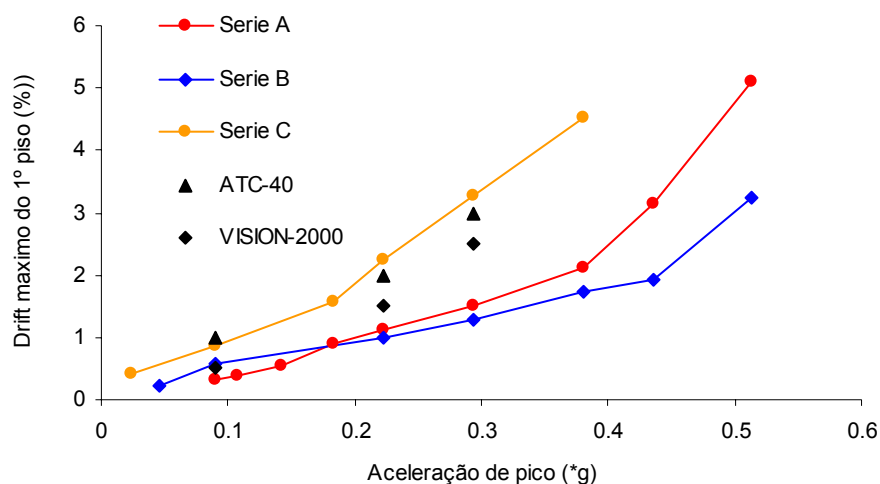


Figura 7.39 – Evolução do *drift* na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção longitudinal

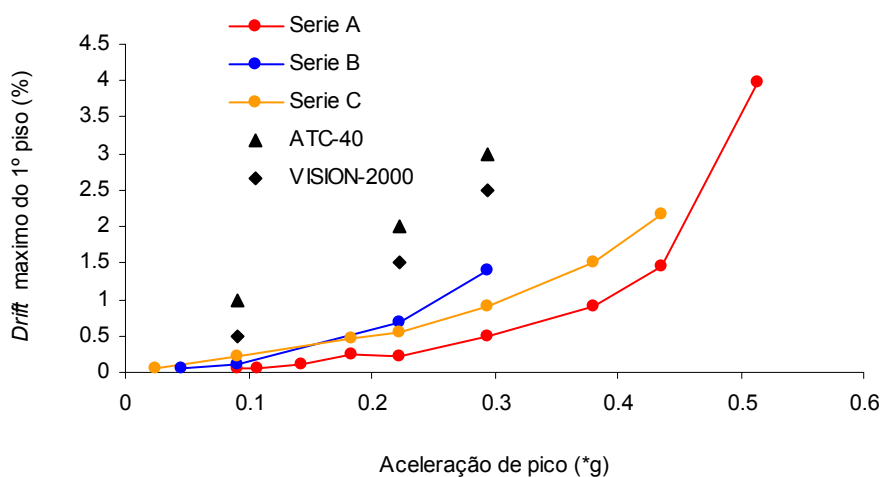


Figura 7.40 – Evolução do *drift* na base com o aumento da intensidade sísmica, direcção transversal

Na Figura 7.40 para a direcção transversal verifica-se que para qualquer um dos sismos utilizados os resultados dos *drifts* máximos estão sempre abaixo dos limites indicados pelas normas ATC-40 (1996) e VISION2000 (1995). Para a direcção longitudinal, verificar-se que por esta ser a direcção mais flexível para a acção sísmica C os resultados estão acima dos limites de segurança indicados.

7.9 COMENTÁRIOS FINAIS

A análise deste caso de estudo serviu por um lado para demonstrar as capacidades do programa de cálculo utilizado, mais uma vez as capacidades do modelo de flexão para elementos de betão armado, assim como, a utilidade da contabilização da participação das alvenarias no comportamento global de edifícios de betão armado.

No estudo concluído foi verificada a importância das características da acção sísmica na resposta das estruturas. Apesar de se considerar que as diferentes acções sísmicas consideradas em particular os sismos B e C podem representar uma possível acção sísmica na zona de Lisboa, mesmo por estes serem calibrados para os solos portugueses e com resultados de sismos de menor intensidade já decorridos no país nos últimos anos, no entanto uma maior número de análises com diferentes sismos poderia levar a uma melhor compreensão do comportamento sísmico deste edifício em particular.

Apesar de apenas uma das acções sísmicas indicar limites de *drift* acima dos valores indicados pelas normas, está implícita a grande vulnerabilidade desta tipologia estrutural, que existe em grande quantidade na zona de Lisboa. Assim, o elevado risco sísmico da área metropolitana de Lisboa, associado ao número de edifícios e com as vantagens do ponto de vista de intervenção no piso térreo devido à sua área livre e não ocupada mais análises deveriam ser feitas simulando já algumas soluções de reforço para prevenção de futuros problemas.

CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS E ACÇÕES FUTURAS

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os objectivos principais deste trabalho foram o desenvolvimento de um modelo numérico capaz de reproduzir a influência dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta de em estruturas de betão armado, de um modelo numérico capaz de reproduzir o comportamento não-linear em corte de elementos de betão armado quando sujeitas a cargas estáticas e/ou dinâmicas, e o desenvolvimento de uma interface gráfica para apoio à geração de dados e visualização de resultados do programa PORANL.

Os modelos desenvolvidos são considerados de grande utilidade para a análise de estruturas, uma vez que permitem analisar a resposta estrutural de pórticos sujeitos a acções sísmicas. Assim, é desde já evidente que com base em estudos paramétricos adequados, que tenham em conta as variabilidades envolvidas na avaliação da resposta sísmica de estruturas, é possível ter-se um melhor conhecimento do comportamento sísmico das estruturas de betão armado. Estes modelos são fundamentalmente úteis para o dimensionamento de estruturas, bem como na verificação da segurança de estruturas existentes.

Neste capítulo é feita uma síntese do trabalho elaborado, realçando-se os aspectos de maior interesse. Fazem-se ainda alguns comentários relativos aos exemplos de aplicação desenvolvidos neste trabalho. Finalmente, referem-se alguns trabalhos que poderão ser elaborados a partir dos modelos desenvolvidos com o objectivo de compreender melhor o comportamento de estruturas em pórtico de betão armado sujeitas a acções sísmicas.

No que se segue serão apresentados, de uma forma sucinta, os aspectos mais relevantes do trabalho desenvolvido.

O programa de cálculo automático anteriormente desenvolvido por Varum (1996) com a introdução do modelo de dano por Romão (2002) e com os novos modelos introduzidos é capaz de reproduzir o comportamento não-linear e histerético associado à flexão e em corte de elementos de betão armado, considerar o efeito das paredes de alvenaria de enchimento, assim como calcular o índice de dano em estruturas.

O modelo histerético implementado para representação da influência dos painéis de alvenaria em estruturas de betão armado sujeitos a um carregamento repetido e alternado é capaz de traduzir a degradação de rigidez com a deformação, a degradação de rigidez após inversão do carregamento, a degradação de resistência e o efeito de aperto. Uma característica muito importante do modelo histerético implementado é a capacidade de reprodução do comportamento distinto para os dois sentidos permitindo assim simular assimetrias na geometria, aberturas e ligações do painel de alvenaria à estrutura, assim como a influência do dano provocado numa direcção sobre a outra.

Para a representação do comportamento não-linear em corte de elementos de betão armado foi implementado um modelo histerético baseado no modelo de Takeda. Neste modelo analítico desenvolvido e implementado para a avaliação da resposta sísmica de elementos de betão armado admite-se tal como para a flexão (Varum, 1996) que as deformações inelásticas estão concentradas junto das extremidades dos elementos numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem os fenómenos de comportamento não-linear assim é capaz de representar em simultâneo o comportamento não-linear em flexão e em corte

Além dos novos modelos introduzidos no programa de análise estrutural, foi criada uma interface gráfica de pré-processamento dos dados e pós-processamento dos resultados, na qual foi integrado o programa de cálculo, formando assim uma ferramenta gráfica global que permite de forma intuitiva a definição dos problemas e visualização e interpretação de resultados.

Da aplicação dos modelos desenvolvidos para a reprodução de ensaios experimentais obtiveram-se resultados bastante razoáveis, o que demonstra que os modelos analíticos desenvolvidos permitem simular com algum rigor o comportamento de elementos de betão armado sujeitos a carregamentos cíclicos e alternados. Da comparação dos resultados analíticos obtidos com os resultados experimentais, quer no caso dos pórticos com alvenaria de enchimento quer no caso do comportamento não-linear em corte, pode dizer-se que em termos das curvas globais existe uma boa aproximação dos resultados experimentais e analíticos, nomeadamente ao nível da envolvente do diagrama força-deslocamento, da evolução global da mesma, da evolução da energia total e da evolução do diagrama força horizontal-deslocamento total.

O modelo de análise estrutural em flexão e o modelo para simulação dos painéis de alvenaria na resposta global foi também aplicado na determinação da resposta sísmica de uma estrutura existente, permitindo assim fazer um estudo de vulnerabilidade da mesma nas duas direcções. O edifício estudado foi dimensionado e construído na década de 50, de acordo com os códigos da época, com reduzidas preocupações ao nível da acção sísmica, o qual foi sujeito nas duas direcções a acções sísmicas próximas de possíveis acções sísmicas para o território nacional, o que permitiu retirar conclusões não só sobre a vulnerabilidade do edifício em causa, mas de uma forma mais genérica de todos os edifícios com a tipologia estrutural do edifício estudado. Do estudo realizado indicam-se, de seguida, os aspectos mais relevantes da análise dos resultados:

- A influência da acção sísmica na resposta estrutural, não dependente apenas da sua intensidade mas também do seu conteúdo em frequência.
- Soft-storey como um mecanismo de comportamento para esta tipologia estrutural

De acordo com o objectivo principal deste trabalho, foram desenvolvidos e implementados num programa de cálculo automático modelos capazes de reproduzir a resposta sísmica em regime não-linear de estruturas em pórtico plano de betão armado com elementos em onde o corte não é desprezável ou com a presença de painéis de alvenaria.

Da análise dos resultados obtidos para os exemplos de aplicação estudados pode-se concluir que os modelos desenvolvidos reproduzem razoavelmente a resposta estrutural a

acções sísmicas e que a sua aplicação é viável e permite caracterizar com mais fiabilidade o comportamento das estruturas.

8.2 ACÇÕES FUTURAS

De entre os inúmeros trabalhos que se podem desenvolver na sequência deste destacam-se, no que se segue, os de maior interesse.

Uma primeira linha de estudo poderá ser a integração do modelo num programa de análise tri-dimensional, com a finalidade de definir de uma forma mais realista o comportamento das estruturas, por exemplo, um modelo com três graus de liberdade por piso para se poder ter em conta o efeito global de torção dos edifícios, representando as irregularidades estruturais.

Pode-se pretender simular de uma forma mais exacta as condições de apoio das estruturas, para tal, pensa-se ser de extrema utilidade a introdução no modelo desenvolvido das opções:

- Apoios elásticos e estudo sua influência na resposta estrutural;
- Aplicação de isoladores de base.

Referem-se ainda outras opções que podem ser implementadas:

- Influência da variação do esforço axial no comportamento não-linear em flexão;
- Análises paramétricas de estudo das irregularidades estruturais.
- Consideração dos nós rígidos através da introdução de troços rígidos na extremidades das barras.
- Consideração da não-linearidade geométrica;
- Desenvolvimento e melhoramento da interface gráfica, com novas sub-rotinas para tratamento de resultados.

Finalmente, é possível realizar aplicações sistemáticas dos modelos desenvolvidos para estudos paramétricos.

- Em relação ao modelo para simulação da participação dos painéis de alvenaria devem ser desenvolvidos um maior número de análises de calibração com resultados experimentais de forma a calibrar novas fórmulas expeditas para determinação das curvas de comportamento dos painéis de alvenaria. Por exemplo para as características construtivas e materiais utilizadas em Portugal, determinar a influência das aberturas (localização e tamanho)
- Análise de edifícios de betão armado cuja participação dos painéis de alvenaria tenha sido desprezado a nível de projecto e estudar as alterações na resposta estrutural face ao comportamento admitindo e as diferenças de comportamento induzidas pelos painéis de alvenaria.
- Em relação ao modelo para simulação da não-linearidade em corte em elementos de betão armado, seria conveniente uma maior calibração do modelo com base em resultados experimentais que permitiria determinar expressões empíricas para a determinação das curvas de comportamento em corte das secções.
- Estudar a interacção dos efeitos da não-linearidade em corte sobre o comportamento em flexão e vice-versa de forma a desenvolver um modelo global de flexão e corte dependentes.

Porto e FEUP, 30 de Dezembro de 2005

(Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Arede A., Pinto A. V. (1996) “Reinforced Concrete Global Section Modelling: Definition of Skeleton Curves” Special Publication No. I.96.36 Joint Research Centre
- [2] Aschheim, M. (2001) - The Izmit (Kocaeli) earthquake of 17th August 1999: Preliminary observations - EERI Reconnaissance Team - Mid-America Earthquake Center - University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001
- [3] Azeredo M. (1986) - “Apontamentos da Disciplina de Cálculo Automático em Estruturas” - Licenciatura em Engenharia Civil; FEUP
- [4] ATC-40 (1996) – “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings - Applied Technical Council”, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01 (two volumes), Redwood City, California, US
- [5] Bento, R. (1996) - “Avaliação do comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado”, Tese de doutoramento, IST.
- [6] BINGÖL (2003) - “TURKEY EARTHQUAKE – Preliminary Report“
http://www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/eqspecials/bingol/bingol_eq.htm consultado a 12/10/2005 16:45
- [7] Cansado Carvalho, E. (2001) “Mitigação dos risco sísmico em Portugal. O papel do LNEC” in “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, GECORPA E SPES p57-66

- [8] A. Carvalho, A. Campos Costa, C. S. Oliveira (2005) - A Finite-Fault Modeling of the 1755 Lisbon Earthquake Sources, 250th Anniversary Of The 1755 Lisbon Earthquake
- [9] Carvalho, A., Campos-Costa, A., Oliveira, C.S. (2004) A stochastic finite-fault modelling for the 1755 Lisbon earthquake, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada
- [10] CEB 220 (1996) - “RC frames under earthquake loading – State of the art report”
- [11] CEN (2003) - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-3: Strengthening and repair of buildings - European prEN 1998-1-3, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [12] Corner, D. and Young, J. (2005) - www.greatbuildings.com 25/12/2005
- [13] Costa, A.G. (1989) - “Análise sísmica de estruturas irregulares”. Tese de Doutorado, FEUP.
- [14] Cruz, M. R. (1954) - “Edifício 3 – Complexo Infante Santo – Memoria Descritiva e Justificativa e desenho de projecto”, Arquivo Histórico de Lisboa
- [15] Duarte, R. T.; Campos Costa, A. (1988) - "Earthquake Behaviour of Reinforced Concrete Frames Structures Infilled With Masonry Panels", Relatório, LNEC.
- [16] DigitalGlobe (2005), GoogleEarth disponível em www.google.com
- [17] El-Dakhakhni, W.; Hamid, A.; Elgaaly, M. (2004) - “Streng and stiffness prediction of Money infill panels”. Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Canada.

- [18] Estroia, E.; Barreto, E. (2005) – “Avaliação estrutural, reparação e reforço de edifícios existentes em betão armado. Calibração de um modelo com resultados experimentais. Estudos paramétricos. Soluções de reforço”, Universidade de Aveiro
- [19] Eto H., Takeda, T. (1980) - “Dynamic Collapse Tests of Reinforced Concrete Frame Structures with a Column Subjected to High Compression Stress” - - Proceedings of the 7th WCEE; Istanbul
- [20] Filippou, F. C., D’Ambrisi, A., Issa, A. (1992) “ Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages”, Report No. UCB/EERC-92/08, University of California, Berkeley, California.
- [21] Fowler, Ken (1991) - http://www.data.scec.org/chrono_index/northreq.html 10/12/2005 17:45
- [22] Kabeyasawa, T., Shiorara, H. Otani, S. (1984) – “US-Japan cooperative research on R/C full-scale buildings test, Part 5: Discussion on dynamic response system” 8th World Conferense on Earthquake Engineering, Vol 6, San Francisco, California, 627-634
- [23] Karaesmen E.;Ahmet Yakut; Ender Senkaya; Adnan Sahsuvar; Hakki Karabay (1992) - “A preliminary study of the 13 march 1992 erzincan earthquake”, <http://www.yapiworld.com/editor/erzincan.htm> 10/12/2005 17h00m
- [24] Klingner, R. E.; Bertero, V. V. (1976) - "Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction", Report N° EERC 76-32, University of California, Berkeley.
- [25] Koeri, Izmit earthquake-Turkey (1999)- Kandilli Observatory & Earthquake Research Institute, Boğaziçi University, Istanbul – http://www.eas.slu.edu/Earthquake_Center/TURKEY/

- [26] Krstevka, L.; Ristic, D. (2004) - "Seismic response of rc infilled frames – micro-model for non-linear numerical simulation". Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Canada.
- [27] Le Corbusier (1923) - *Vers Une Architecture*, Paris, Flammarion
- [28] Leuchars, J. M.; Scrivener, J. C. (1976) – "Masonry Infills Panels Subjected to Cyclic In-Plane Loading". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, N° 2, pp. 122-131.
- [29] Liaw, T. C.; Lee, S. W. (1977) - "On the Behaviour and the Analysis of Multistorey Infilled Frames Subject to Lateral Loading", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 63, Part 2.
- [30] LIAW, T. C.; KWAN, K. H. (1983) - "Plastic Theory of Infilled Frames With Finite Interface Shear Strength", Proceedings of institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 75, pp. 707-723
- [31] Linde, P. (1993) – "Numerical modeling and capacity design of earthquake-reinforced concrete walls" Report No. 200, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute Technology (ETH), Zurich, Birkhauser, Basel.
- [32] Mainstone, R. J. (1971) - "On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement (IV) paper 73605.
- [33] Microsoft Excel (2004) - Microsoft Office, Microsoft Corporation, <http://office.microsoft.com/en-us/FX010858001033.aspx> (consultado em 29 de Novembro 2004)
- [34] Miranda, L.; Rodrigues, H.; Fonseca, J.; Costa, A. (2005) - "Relatório de Inspeção ao Bloco 3 do complexo do Infante Santo", FEUP

- [35] Moehle, J.P.; Mahin, S.A. (1991) - Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes - ACI publication SP-127, Earthquake-Resistant Concrete Structures: Inelastic Response and Design - Ghosh, S.K. (ed.).
- [36] Oliveira, D (1995) - “Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria”. Dissertação de mestrado, FEUP.
- [37] Oesterle, R. G., Fiorato A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russel, H. G., Corley, W. G. (1976) “Earthquake resistant structural walls – Test of isolated walls” Report of National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, Illinois
- [38] Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato A. E., Russel, H. G., Corley, W. G. (1979) “Earthquake resistant structural walls – Test of isolated walls – Phase II” Construction Technology Laboratories/National Science Foundation, Washington D.C.
- [39] Orakcal, K., Conte, J. P., Wallace, J. W. (2002) – "Nonlinear modeling of RC Structural walls " 7th US National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts
- [40] Paulay, T.; Priestley, M. (1992) - “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”. John Wiley & Sons, INC. ISBN: 0-471-54915-0
- [41] Pires, Felicita (1994) - “Influencia das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais”, Relatório 53/94 – NPC, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [42] Polyakov, S. V. (1957) - "Masonry in Framed Buildings. An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling", Moscow.
- [43] RBA, Regulamento do Betão Armado (1935), Dec nº25:948, DR nº240, 1ª serie, de 16 de Outubro de 1935

- [44] REBA (1966) Regulamento de Estruturas de Betão Armado, Ministério das Obras Publicas, Conselhor Superior de Obras Publicas.
- [45] Riddington, J. R.; Stafford Smith, B (1977) - "Analysis of Infilled Frames Subject to Racking With Design Recommendations", The Structural Engineer, Vol. 55, Nº 6.
- [46] Riva, P., Meda, A., Giuriani, E. (2003) - "Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall" Engineering Structures 25 ELSEVIER
- [47] Rodrigues, H.; Varum, H. ; Romão, X.; Costa, A. (2005) – "Ferramentas gráficas para preparação de dados e visualização de resultados de um programa de análise não-linear de pórticos planos", Revista Engenharia Estudo e Pesquisa, Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas, Juiz de Fora, Minas Gerais, Brasil, Revista v.7, n1, pp.57-65.
- [48] Rodrigues, H.; Varum, H.; Costa, A.; Romão, X.. (2004) – "Interface Gráfico para Análise Não-Linear de Pórticos Planos Sujeitos a Cargas Dinâmicas e/ou Estáticas", actas do VIII Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional, Laboratório Nacional de Engenharia Civil LNEC, Lisboa.
- [49] Rodrigues, H.; Varum, H.; Costa, A. (2005) – "Modelo Numérico não-linear para painéis de Alvenaria de Enchimento em Pórticos de Betão Armado", actas do Congresso Métodos Numéricos en Ingeniería, E.T.S. de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Granada
- [50] Rodrigues, H.; Fonseca, J.; Costa, A.; Varum, H.; Tostões, A. (2005) – "Seismic vulnerability of modern architecture building's – Le Corbusier style: A case study - Actas do Congresso Internacional: 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Lisboa.
- [51] Romão, X. (2002) - "Novos modelos de dimensionamento sísmico de estruturas", Tese de mestrado, FEUP.

- [52] Saatcioglu, M.; Gardner, N.J.; Ghobarah, A.(1999) - The Kocaeli earthquake of August 17 in Turkey (<http://www.genie.uottawa.ca/profs/murat/KocaeliEQ.html>)

- [53] SEAOC (2005) – “Performance based seismic engineering of buildings, Part 2: Conceptual framework” - Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California

- [54] Sezen, Halil ASIA Turkey earthquake, Aug. 17, 1999 Magnitude: <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/index.html> 10/12/2005 18:10

- [55] SPES - PLACAS SÍSMICAS, <http://www.spes-sismica.org/Fig/Figura1.gif>, 17/10/05

- [56] Stafford Smith, B. (1962) - "Lateral Stiffness of Infilled Frames", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 88.

- [57] Stafford Smith, B.; Carter, C. (1969) - "A Method of Analysis for Infilled Frames", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 44.

- [58] Ta-Liang Teng em 1991 - http://www.data.scec.org/chrono_index/northreq.html 10/12/2005 17:45

- [59] Tae-Wan, K., Foutch, A. D., LaFave, J. M. (2005) – “A practical model for seismic analysis of reinforced concrete shear wall buildings”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 3 pp393-417, Imperial College Press

- [60] Vallenias, J. M., Bertero, V. V., Popov, E. P. (1979) – “Hysteretic behaviour of reinforced concrete structural walls” Report No. UCB/EERC-79/20, University of California, Berkeley, California.

- [61] Varum, H. (1996) - “Modelo numérico para a análise de pórticos planos de betão armado”. Dissertação de mestrado, FEUP.

- [62] Varum, H. (2003) - “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”. Doct. Thesis, Dept. Civil Engineering, University of Aveiro.
- [63] Varum, H.; Costa, A.; Pinto, A. (2005) - “Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado”, 2º Seminário – A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação
- [64] Vaz C.T. (1996) – “Análise não-linear de pilares de betão armado sob cargas cíclicas”, LNEC, Lisboa
- [65] Vila Pouca, N. S. (2001) - “Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminados em Betão Armado”, Tese de Doutoramento, FEUP
- [66] Vulcano, A., Bertero, V. V. (1987) – “Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: Evaluation of their reliability” Report No. UCB/EERC-87/19, EERC, University of California, Berkeley, California
- [67] Vulcano, A., Bertero, V. V., Colotti, V. (1988) – “Analytical modeling of R/C structural walls” Report No. UCB/EERC-88/17, EERC, University of California, Berkeley, California
- [68] Wang, M. L.; Shah, S. P – 1987 “Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; Vol. 15
- [69] Wang, T. Y., Bertero, V. V., Popov E. P. (1975) – « Hysteretic behaviour of reinforced concrete frame walls” Report No. UCB/EERC-75/23, EERC, University of California, Berkeley, California
- [70] Wood, R. H. (1978) - "Plasticity, Composite Action and Collapse Design of Unreinforced Shear Wall Panels in Frames", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 65, pp. 381-411.

- [71] Y.J Park e H.S. Ang (1985) - Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722-739.
- [72] Zarnic, R.; Gotic S. (1998) - “Non-linear modelling of masonry infilled frames”. Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering. Holland.

ANEXO I

DETERMINAÇÃO DA MATRIZ DE RIGIDEZ COM CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE CORTE E DO VECTOR DAS FORÇAS DO MACRO-ELEMENTO

Admita-se um macro-elemento estrutural de barra definido pela associação de três elementos com características mecânicas diferentes como se representa na Figura AI.1:

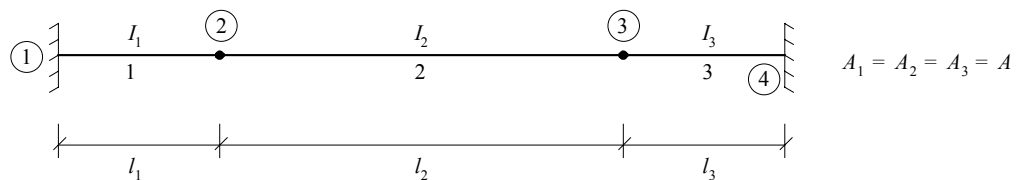


Figura AI.1 - Macro-elemento definido pela associação de três sub-elementos

A matriz de rigidez de um sub-elemento i (no referencial local) é definida como se segue:

$$[K]_i = \begin{bmatrix} \frac{4EI_i}{l_i} & -\frac{6EI_i}{l_i^2} & 0 & \frac{2EI_i}{l_i} & \frac{6EI_i}{l_i^2} & 0 \\ -\frac{6EI_i}{l_i^2} & \frac{12EI_i}{l_i^3} + \frac{GA^*}{l} & 0 & -\frac{6EI_i}{l_i^2} & -\frac{12EI_i}{l_i^3} - \frac{GA^*}{l} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI_i}{l_i} & 0 & 0 & -\frac{EI_i}{l_i} \\ \frac{2EI_i}{l_i} & -\frac{6EI_i}{l_i^2} & 0 & \frac{4EI_i}{l_i} & \frac{6EI_i}{l_i^2} & 0 \\ \frac{6EI_i}{l_i^2} & -\frac{12EI_i}{l_i^3} - \frac{GA^*}{l} & 0 & \frac{6EI_i}{l_i^2} & \frac{12EI_i}{l_i^3} + \frac{GA^*}{l} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{EI_i}{l_i} & 0 & 0 & \frac{EI_i}{l_i} \end{bmatrix} \quad (AI.1)$$

ou simplesmente:

$$[K]_i = \begin{bmatrix} K_i^{ee} & K_i^{ed} \\ K_i^{de} & K_i^{dd} \end{bmatrix} \quad (\text{AI.2})$$

A matriz de rigidez completa da barra obtém-se por espalhamento da contribuição de cada subelemento i como se expressa de seguida:

$$[K] = \begin{array}{cccc} \text{nó 1} & \text{nó 2} & \text{nó 3} & \text{nó 4} \\ \left[\begin{array}{cccc} K_1^{ee} & K_1^{ed} & & \\ K_1^{de} & K_1^{dd} + K_2^{ee} & K_2^{ed} & \\ & K_2^{de} & K_2^{dd} + K_3^{ee} & K_3^{ed} \\ & & K_3^{de} & K_3^{dd} \end{array} \right] & \begin{array}{l} \text{nó 1} \\ \text{nó 2} \\ \text{nó 3} \\ \text{nó 4} \end{array} \end{array} \quad (\text{AI.3})$$

Pretende-se efectuar a condensação aos graus de liberdade dos nós extremos do macro-elemento (nós 1 e 4 - Figura AI.1), isto é, pretende-se exprimir a matriz de rigidez e o vector de solicitação apenas aos referidos nós de extremidade (Azeredo, 1986).

Comece-se por arranjar a matriz de rigidez e o vector de solicitação (por troca de linhas e colunas) de forma a separar as direcções a explicitar (de ligação do macro-elemento ao exterior) das restantes direcções (nós intermédios - nós 2 e 3 - Figura AI.1) (Varum, 1996). Por razões de simplificação da exposição, chamemos direcção genérica a às direcções a explicitar e direcção b às restantes direcções, conforme se apresenta na Figura AI.2 para o nosso caso:

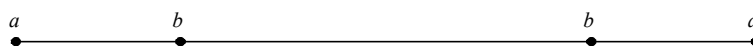


Figura AI.2 - Direcções a explicitar

Assim obtém-se a matriz de rigidez ordenada:

$$[K] = \begin{matrix} & \begin{matrix} \text{nó1} & \text{nó4} & \text{nó2} & \text{nó3} \end{matrix} \\ \begin{bmatrix} K_1^{ee} & & K_1^{ed} & \\ & K_3^{dd} & & K_3^{de} \\ K_1^{de} & & K_1^{dd} + K_2^{ee} & K_2^{ed} \\ & K_3^{ed} & K_2^{de} & K_2^{dd} + K_3^{ee} \end{bmatrix} & \begin{matrix} \text{nó1} \\ \text{nó4} \\ \text{nó2} \\ \text{nó3} \end{matrix} \end{matrix} \quad (\text{AI.4})$$

e o vector das forças:

$$\{f\} = \left\{ \begin{matrix} f_1 \\ f_4 \\ f_2 \\ f_3 \end{matrix} \right\} \begin{matrix} \text{nó1} \\ \text{nó4} \\ \text{nó2} \\ \text{nó3} \end{matrix} \quad (\text{AI.5})$$

ou, simplifcadamente:

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \quad (\text{AI.6})$$

e:

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} f_a \\ f_b \end{Bmatrix} \quad (\text{AI.7})$$

Das equações de equilíbrio, tem-se:

$$\begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \delta_a \\ \delta_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_a \\ f_b \end{Bmatrix} \quad (\text{AI.8})$$

ou:

$$\begin{cases} K_{aa} \cdot \delta_a + K_{ab} \cdot \delta_b = f_a \\ K_{ba} \cdot \delta_a + K_{bb} \cdot \delta_b = f_b \end{cases} \quad (\text{AI.9})$$

da segunda equação da expressão AI.9, tira-se que:

$$\delta_b = K_{bb}^{-1} \times (f_b - K_{ba} \cdot \delta_a) \quad (\text{AI.10})$$

que substituindo na primeira equação do mesmo sistema virá:

$$(K_{aa} - K_{ab} \cdot K_{bb}^{-1} \cdot K_{ba}) \cdot \delta_a = f_a - K_{ab} \cdot K_{bb}^{-1} \cdot f_b \quad (\text{AI.11})$$

ou sinteticamente:

$$K'_{aa} \cdot \delta_a = f'_a \quad (\text{AI.12})$$

A matriz de rigidez do macro-elemento foi assim "condensada" para os nós de extremidade (nós a) e traduz completamente o seu funcionamento e o mesmo para o vector de solicitação (Azeredo, 1986).

Assim, com simples operações matriciais é determinada no modelo numérico a matriz de rigidez e o vector das forças do macro-elemento condensada aos graus de liberdade de extremidade.